

TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 146599

**MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN SEMBAYAT
LAMA KABUPATEN GRESIK PADA STA 0+350 -
STA 0+530 DENGAN SISTEM JEMBATAN
BUSUR RANGKA BAJA DAN METODE
PELAKSANAANYA**

Ekky Hardiyanto
NRP. 3113 041 071

Dosen Pembimbing 1
Ir. Chomaedhi, CES., GEO.
NIP. 19550319 198403 1 001

Dosen Pembimbing 2
R. Buyung, A.A., ST., MT.
NIP. 19740203 200212 1 002

**PROGRAM STUDI DIPLOMA EMPAT TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2017**



TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 146599

**MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN SEMBAYAT
LAMA KABUPATEN GRESIK PADA STA 0+350 -
STA 0+530 DENGAN SISTEM JEMBATAN
BUSUR RANGKA BAJA DAN METODE
PELAKSANAANYA**

**Ekky Hardiyanto
NRP. 3113 041 071**

**Dosen Pembimbing 1
Ir. Chomaedhi, CES., GEO.
NIP. 19550319 198403 1 001**

**Dosen Pembimbing 2
R. Buyung, A.A., ST., MT.
NIP. 19740203 200212 1 002**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA EMPAT TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2017**



FINAL APPLIED THESES - RC 146599

DESIGN MODIFICATION OF SEMBAYAT LAMA BRIDGE AT GRESIK DISTRICT ON STA 0+350 - 0+530 USING STEEL TRUSSED-ARCH SYSTEM AND ITS CONSTRUCTION METHOD

Ekky Hardiyanto
NRP. 3113 041 071

Supervisor 1
Ir. Chomaedhi, CES., GEO.
NIP. 19550319 198403 1 001

Supervisor 2
R. Buyung, A.A., ST., MT.
NIP. 19740203 200212 1 002

CIVIL INFRASTRUCURE ENGINEERING DEPARTMENT
VOCATIONAL FACULTY
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2017



FINAL APPLIED PROJECT - RC 146599

**DESIGN MODIFICATION OF SEMBAYAT LAMA
BRIDGE AT GRESIK DISTRICT ON STA 0+350 -
0+530 USING STEEL TRUSSED-ARCH SYSTEM
AND ITS CONSTRUCTION METHOD**

Ekky Hardiyanto
NRP. 3113 041 071

Supervisor 1
Ir. Chomaedhi, CES., GEO.
NIP. 19550319 198403 1 001

Supervisor 2
R. Buyung, A.A., ST., MT.
NIP. 19740203 200212 1 002

**CIVIL INFRASTRUCURE ENGINEERING DEPARTMENT
VOCATIONAL FACULTY
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2017**

LEMBAR PENGESAHAN

MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK PADA STA 0+350 – STA 0+530 DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR RANGKA BAJA DAN METODE PELAKSANAANYA

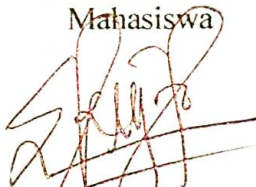
TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memperoleh Gelar
Sarjana Terapan Teknik
Program Studi Diploma 4 Teknik Sipil
Departemen Teknik Infrastruktur Sipil
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya

Surabaya, 28 Juli 2017

Disusun Oleh:

Mahasiswa



Ekky Hardivanto

NRP. 3113 041 071

Disetujui oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir:

Surabaya 28 Juli 2017

Dosen Pembimbing 1

Dosen Pembimbing 2

31 JUL 2017



Ir. Chomaedhi, CES., GEO R. Buyung, A.A., ST., MT

NIP. 19550319 198403 1 001 NIP. 19740203 200212 1 002



BERITA ACARA
TUGAS AKHIR TERAPAN
 PROGRAM STUDI DIPLOMA EMPAT LANJUT JENJANG
 TEKNIK SIPIL
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI ITS

No. Agenda : 037713/IT2.VI.B.1/PP.06.00/2017

Tanggal : 7/7/2017

Judul Tugas Akhir Terapan	Modifikasi Desain Jembatan Sembayat Lama Kab. Gresik pada STA 0+350-0+530 dengan Sistem Jembatan Busur Rangka Baja dan Metode Pelaksanaannya		
Nama Mahasiswa	Ekky Hardiyanto	HRP	3113041071
Dosen Pembimbing 1	Ir. Chomaedhi, CES.Geo. NIP 19550319 198403 1 001	Tanda tangan	
Dosen Pembimbing 2	R. Buyung Anugraha A., ST., MT. NIP 19740203 200212 1 002	Tanda tangan	

URAIAN REVISI

Dosen Penguji

- Konstruksi Rangka Baja Busur pada P1 di pisah dengan Rangka Baja Jembatan yang berdampingan.

- Modulus Geser (G) di check kembali

- Batasan masalah → a pondasi dihitung terhadap beban peletakan

- Kontrol letak sumbu plastis pada balok komposit. di check kembali

- Gambar potongan di cek lagi, ikutan angin kaus?

- Gambar baut diservikan dengan peletakan

- Penentuan Lb pada balok melintang dan memanjang

- Gambar dilengkapi dengan jarak antar baut.

- Keterangan sumber gambar 11.1 dst

Ir. Agung Bp., M.Eng., Ph.D.
NIP 19620328 198803 1 001

Ir. Sungkono, CES.
NIP 19591130 198601 1 001

NIP -

NIP -

PERSETUJUAN HASIL REVISI

Dosen Penguji 1	Dosen Penguji 2	Dosen Penguji 3	Dosen Penguji 4
Ir. Agung Bp., M.Eng., Ph.D. NIP 19620328 198803 1 001	Ir. Sungkono, CES. NIP 19591130 198601 1 001	NIP -	NIP -

Persetujuan Dosen Pembimbing Untuk Penjilidan Buku Laporan Tugas Akhir Terapan

Dosen Pembimbing 1

Dosen Pembimbing 2

Ir. Chomaedhi, CES.Geo.

R. Buyung Anugraha A., ST., MT.

NIP 19550319 198403 1 001

NIP 19740203 200212 1 002



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116

Telp. 031-5947837 Fax. 031-5938025

<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1. Ekky Hardiyanto 2
NRP : 1 3113 041 071 2
Judul Tugas Akhir : Modifikasi Desain Jembatan Sembayat Lama kabupaten
Gresik pada STA 0+350 - STA 0+530 dengan sistem jembatan
Bujur Pangkalbaya dan Metode Pelaksanaannya
Dosen Pembimbing : Ir. Chomaedhi, CES. GEO
R. Buyung AA. ST. MT.

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan
	12 April 2017	1. Gambar diperjelas		
		2. Lebar jembatan eksisting dan rencana dibuat sama 12m		B C K
		3. Data tanah disesuaikan pada posisi abutmen	Op	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
		4. Beban Rem ditambah		
		5.		B C K
				<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	1 April 2017	Layout Site plan & zoom in		
		2. Gambar eksisting dimodifikasi		
		3. Abutmen, opit jembatan dihilangkan		B C K
		4. Perkuatan laterah batu untuk melindungi Abutmen & tekanan tanah		<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
		5. Cari Perkuatan untuk pelat kan		B C K
				<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
	27 Juni 2017	- Hit. Abutment		
		- Gambar eksisting dihilangkan untuk detailnya		B C K
		- Cek lagi untuk tul. susut		<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
		pelat lantai		

Ket.

B = Lebih cepat dari jadwal

C = Sesuai dengan jadwal

K = Terlambat dari jadwal

- Ganti tul. Ø19 menjadi Ø16 / Ø13

- Berikan keterangan sumber brosur
untuk tiang pancang

- Revisi gambar tiang pancang

- Gambar Detail Sambungan

- Perbaiki line weight



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116

Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025

<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama

: 1 Ekky Hardiyanto 2

NRP

: 1 3113041071 2

Judul Tugas Akhir

: Modifikasi Desain Jembatan Sembayat Lama kabupaten Gresik pada STA 0+350 - STA 0+530 dengan sistem jembatan Bujur Rangka Baja dan Metode pelaksanaannya

Dosen Pembimbing

: Ir. Chomaedhi, CES., GEO.
 R. Buyung AA., ST., MT.

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
	12 April 2017	- Gambar Abutmen				
		- Tambah rencana jembatan rangka		B	C	K
		- Jemb Lantai kendaraan		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		* menerus				
		- Jembatan setayon contoh				
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket.

- B = Lebih cepat dari jadwal
 C = Sesuai dengan jadwal
 K = Terlambat dari jadwal



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116

Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025

<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama

: 1 Ekky Hordiyanto

2

NRP

: 1 3113041071

2

Judul Tugas Akhir

: Modifikasi Desain Jembatan Sembayat Cerna Kabupaten Gresik
 pada STA 0+350 - STA 0+530 Dengan Sistem Jembatan Busur
 Rangka Baja dan Metode Pelaksanaan
 Ir. Chomareh W. CES. GEO
 R. Buyung A.A. - ST-MT.

Dosen Pembimbing

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
	3 Mei 2017	- Tambah tulangan pile girder				
		pile cap				
		- Tambah keterangan tulangan		B	C	K
		pada tul. pilar		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Revisi gambar pilar, tang-				
		pancang dan pile cap				
		- Hitung abutmen dg data		B	C	K
		tanah N-SPT.		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- data tanah → Jenis tanah				
		→ Jenis tanah → properties				
		(Engineering & index)		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket.

B = Lebih cepat dari jadwal

C = Sesuai dengan jadwal

K = Terlambat dari jadwal

K = Terlambat dan jadwal

Halaman ini sengaja dikosongkan

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadiran Allah SWT, karena berkat rahmat dan anugerah-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir Terapan di Departemen Teknik Infrastruktur Sipil ITS.

Terselesainya Tugas Akhir Terapan ini tentunya tidak terlepas dari bantuan beberapa pihak yang berpegaruh selama proses pengerjaan laporan ini. Untuk itu, penulis mengucapkan terimakasih terutama teruntuk:

1. Bapak ibu tercinta yang selalu mendukung dan mendoakan penulis untuk menyelesaikan laporan Tugas Akhir Terapan ini.
2. Bapak Ir. Chomaedhi, CES., GEO., dan Bapak R. Buyung, A.A., ST., MT selaku dosen pembimbing yang telah memberikan bimbingan, ilmu dan motivasi sehingga laporan TAT ini bisa terselesaikan secara baik.
3. Teman-teman Departemen Teknik Infrastruktur Sipil khususnya kelas B angkatan 2013, yang telah bersama sama berjuang untuk menuju babak akhir perkuliahan ini.
4. Teman – teman HNMUN 2015 dan 2016 yang telah memberikan suatu kesempatan yang luar biasa dalam memberikan warna lebih di dunia perkuliahan di ITS.

Penulis menyadari bahwa laporan TAT yang telah penulis buat masih jauh dari kesempurnaan, sehingga saran dan kritik sangat penulis harapkan dalam penyempurnaan laporan di masa depan. Penulis berharap apa yang telah dibuat ini dapat bermanfaat bagi para pembacanya dan juga bagi penulis sendiri. Akhir kata, selaku penyusun memohon maaf apabila terdapat kesalahan kata dalam penulisan dan pengolahan data. Terimakasih. Wassalamualaikum.

Surabaya, Juli 2017

Penulis

Halaman ini sengaja dikosongkan

MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK PADA STA 0+350 – STA 0+530 DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR RANGKA BAJA DAN METODE PELAKSANAANYA

Nama Mahasiswa : Ekky Hardiyanto
NRP : 3113 041 0071
Departemen : Teknik Infrastruktur Sipil
Dosen Pembimbing : Ir. Chomaedhi, CES., GEO.
R. Buyung, A.A., ST., MT.

ABSTRAK

Jembatan Sembayat berada di kabupaten Gresik yang merupakan akses vital jalur pantura. Jembatan Sembayat memiliki panjang bentang 353,433 meter dengan sistem jembatan struktur rangka baja, struktur *floor slab* komposit antara pelat beton dengan girder baja, didukung dengan 2 (dua) abutmen dan 5 (lima) pilar jembatan menggunakan struktur pondasi tiang pancang sebagai struktur bangunan bawah. Sistem struktur jembatan Sembayat Lama ini dirasa tidak cocok untuk jembatan tipe bentang panjang, karena kurangnya kekuatan, sehingga berpengaruh pada penambahan konstruksi pilar jembatan. Pada perencanaan modifikasi desain jembatan Sembayat Lama ini, direncanakan memiliki panjang total 180 m untuk bentang utamanya pada STA 0+350 – STA 0+530, dengan lebar 15 m. Sistem struktur yang digunakan adalah sistem busur dengan rangka batang tipe *half-through*. Struktur busur rangka memiliki kemampuan untuk menopang struktur dengan bentang yang panjang, dan memiliki nilai estetika lebih.

Pada perencanaan jembatan ini, akan dibahas mengenai perencanaan struktur atas beserta struktur bawahnya yang dihitung berdasarkan peraturan jembatan yang berlaku, antara lain: SNI 1725:2016, RSNI T-03-2005, RSNI T-12-2004, RSNI 2833-201X dan AISC 2010. Tahapan awal adalah perhitungan lantai kendaraan, girder, dilanjutkan dengan analisa struktur utama dan

sekunder menggunakan program bantu SAP200, dari hasil analisa didapat profil utama busur bawah menggunakan profil box 1100.900.50 dan busur atas menggunakan profil 900.700.50. Dibahas juga mengenai metode pelaksanaan jembatan Sembayat dengan sistem struktur rangka batang metode *balanced cantilever*.

Kata Kunci: arch-bridge, modifikasi desain, sembayat, balanced cantilever.

**DESIGN MODIFICATION OF SEMBAYAT LAMA
BRIDGE AT GRESIK DISTRICT ON STA 0+350 - 0+530
USING STEEL TRUSSED-ARCH SYSTEM AND ITS
CONSTRUCTION METHOD**

Student's Name : Ekky Hardiyanto
NRP : 3113 041 0071
Departement : Civil Infrastructure Engineering
Supervisors : Ir. Chomaedhi, CES., GEO.
R. Buyung, A.A., ST., MT.

ABSTRACT

Sembayat Bridge is located in Gresik district which becomes one of the most vital access of Pantura road track. The existing bridge span is 353,433 meters long using the structural system of steel trussed-bridge and composite floor slab between concrete slab and steel girder. The lower structures were supported by 2 (two) abutments and 5 (five) pillars using driven pile as the main structural foundation. This kind of structural system that have been constructed for Sembayat Lama bridge is not quite compatible to be applied for long span-bridge type, due to lack of stiffness, thus contributing to the construction of additional pillars. In this design modification of Sembayat Lama bridge, it was planned to have a total length of 180 m for its main span on STA 0 + 350 - STA 0 + 530 and width of 15 m in total. The structural system that was applied was trussed-arch system with a half-through type. The trussed-arch has the ability to sustain structures defined as a long span bridge, and notably it has better aesthetic value compared to another type of bridges.

In this design plan, it was discussed about upper and lower structure design calculation based on authorized bridge regulations, among others: SNI 1725: 2016, RSNI T-03-2005, RSNI T-12-2004, RSNI 2833-201X and AISC 2010. The initial methodology is the calculation of floor slab and steel girder followed by the analysis of the primary and secondary structures using the SAP200 auxiliary program, From the analysis that have been done, it could

be obtained that the main profile of the lower chords were designed using steel box 1100.900.50 and the upper chords used the profile of steel box 900.700.50. It was also discussed about the method of construction of Sembayat bridge using balanced cantilever method.

Key words: arch-bridge, design modification, sembayat, balanced cantilever.

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN.....	v
KATA PENGANTAR	vii
ABSTRAK.....	ix
DAFTAR ISI.....	xiii
DAFTAR GAMBAR	xxi
DAFTAR TABEL.....	xxxii
BAB 1 PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan Perencanaan	4
1.4 Batasan Masalah.....	4
1.5 Manfaat.....	5
1.6 Peta Lokasi	5
1.7 Gambar Eksisting dan Rencana.....	6
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	9
2.1 Umum.....	9
2.2 Jenis-jenis Jembatan Busur	11
2.2.1 Berdasarkan Letak Lantai Kendaraan	11
2.2.2 Berdasarkan Penampang Busur	12
2.2.3 Berdasarkan Sistem Strukturnya	13
2.3 Data Bahan	13
2.3.1 Beton Bertulang (<i>Reinforced Concrete</i>).....	13

2.3.2	Baja.....	14
2.4	Peraturan-Peraturan yang Digunakan.....	18
2.5	Pembebanan.....	18
2.5.1	Beban Permanen.....	18
2.5.2	Beban Lalu Lintas.....	21
2.5.3	Aksi Lingkungan	26
2.5.4	Kombinasi Pembebanan	37
2.6	Dasar Perencanaan Bangunan Atas	39
2.6.1	Dasar Perencanaan Pelat Lantai.....	39
2.6.2	Dasar Perencanaan Tiang Sandaran.....	43
2.6.3	Dasar Perencanaan Pipa Sandaran.....	45
2.6.4	Dasar Perencanaan Busur	47
2.6.5	Batang Penggantung (<i>Tied Beam</i>)	52
2.6.6	Dasar Perencanaan Gelagar Memanjang	52
2.6.7	Dasar Perencanaan Gelagar Melintang	57
2.6.8	Dasar Perencanaan Ikatan Angin.....	58
2.7	Dasar Perencanaan Bangunan Bawah	63
2.7.1	Dasar Perencanaan Abutmen.....	63
2.8	Dasar Perencanaan Sambungan.....	65
2.8.1	Dasar Perencanaan Sambungan Baut	65
2.9	Metode Pelaksanaan Pekerjaan Jembatan	68
BAB 3 METODOLOGI		69
3.1	Diagram Alir Metodologi	69
3.2	Penjelasan Diagram Alir.....	72
3.2.1	Studi Literatur.....	72

3.2.2	Pengumpulan Data	72
3.2.3	Preliminary Design.....	73
3.2.4	Analisa Pembebanan	74
3.2.5	Perencanaan Jembatan Atas	76
3.2.6	Perencanaan Jembatan Bawah.....	77
3.2.7	Analisa Struktur.....	77
3.2.8	Kontrol Kestabilan Struktur	78
3.2.9	Metode Pelaksanaan Jembatan Busur	78
3.2.10	Penggambaran	78

BAB 4 *PRELIMINARY DESIGN* DAN ANALISA

PEMBEBANAN79

4.1	Rencana Modifikasi Jembatan.....	79
4.2	Penentuan Dimensi Busur	80
4.3	Penentuan Dimensi Tebal Pelat Minimum.....	85
4.4	Analisa Pembebanan	86
4.4.1	Beban Permanen.....	86
4.4.2	Beban hidup.....	88
4.4.3	Beban Lalu Lintas	88
4.4.4	Aksi Lingkungan	90
4.4.5	Kombinasi Pembebanan	102

BAB 5 PERENCANAAN PELAT LANTAI, TIANG

SANDARAN DAN TROTOAR.....103

5.1	Perencanaan Tiang, Pipa Sandaran, Kerb dan Trotoar	103
5.1.1	Data-Data Perencanaan	103

5.1.2	Perencanaan Pipa Sandaran	104
5.1.3	Perencanaan Tiang Sandaran	108
5.1.4	Perencanaan Kerb	113
5.1.5	Perencanaan Trotoar	116
5.2	Perencanaan Pelat Lantai Kendaraan	119
5.2.1	Data-data Perencanaan	119
5.2.2	Perhitungan tebal pelat	120
5.2.3	Pembebanan	121
5.2.4	Perhitungan Pelat <i>Compodeck</i> dan Tulangan	126

BAB 6 PERENCANAAN STRUKTUR GELAGAR

JEMBATAN.....134

6.1	Preliminary Design	134
6.2	Perencanaan Gelagar Memanjang	136
6.2.1	Data-Data Perencanaan.....	136
6.2.2	Analisa Pembebanan.....	138
6.2.3	Analisa Gaya Dalam	142
6.2.4	Analisa Kapasitas Penampang	146
6.3	Gelagar Melintang	153
6.3.1	Analisa Pembebanan.....	155
6.3.2	Analisa Gaya Dalam	161
6.3.3	Analisa Kapasitas Penampang	166

BAB 7 PERENCANAAN KOMPONEN STRUKTUR

UTAMA.....178

7.1	Preliminary Design	178
7.2	Perencanaan Penggantung (<i>Cable</i>)	184

7.2.1	Data Perencanaan	184
7.2.2	Analisa Pembebanan	184
7.2.3	Kontrol Kekuatan Batang Penggantung	187
7.2.4	Perencanaan Sambungan Antara Cable dan Main Girder	188
7.3	Analisa Struktur Busur	191
7.3.1	Pembebanan.....	191
7.3.2	Permodelan 3D dengan SAP2000	214
7.3.3	Busur Atas (<i>Top Chord</i>)	217
7.3.4	Busur Bawah (<i>Bottom Chords</i>)	223
7.3.5	Main Girder	229
7.3.6	Rangka Vertikal.....	234
7.3.7	Rangka Diagonal	237
BAB 8 PERENCANAAN KOMPONEN SEKUNDER.....		240
8.1	Perencanaan Ikatan Angin.....	243
8.1.1	Ikatan Angin Rangka Busur	243
8.1.2	Ikatan Angin Lantai Kendaraan.....	250
8.1.3	Ikatan Angin Silang Akhir.....	254
8.2	Portal Akhir	258
8.2.1	Balok Portal Akhir.....	258
8.2.2	Kolom Portal Akhir	264
8.3	Kontrol Lendutan Jembatan	270
BAB 9 PERENCANAAN DETAIL SAMBUNGAN		272
9.1	Data Perencanaan	272
9.2	Sambungan Gelagar	273
9.2.1	Sambungan Gelagar Memanjang	274

9.2.2	Sambungan Gelagar Melintang	279
9.3	Sambungan Busur.....	284
9.3.1	Sambungan Busur Atas	284
9.3.2	Sambungan Busur Bawah.....	288
9.3.3	Sambungan Main Girder dengan Busur	292
9.4	Sambungan Rangka Busur.....	295
9.4.1	Sambungan Rangka Busur Vertikal.....	295
9.4.2	Sambungan Rangka Busur Diagonal	299
9.5	Sambungan Ikatan Angin	302
9.5.1	Ikatan Angin Atas	302
9.5.2	Ikatan Angin Bawah	305
9.5.3	Ikatan Angin Lantai Kendaraan.....	308
9.5.4	Ikatan Angin Silang.....	310
9.6	Sambungan Portal Akhir	313
9.6.1	Sambungan Balok Portal Akhir	313
9.6.2	Sambungan Kolom Portal Akhir	316
9.7	Perencanaan Perletakan Jembatan	319
9.7.1	Perencanaan Perletakan Sendi	319
9.7.2	Perencanaan Perletakan Rol	326

BAB 10 PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH

JEMBATAN.....	332
10.1	Data Umum Jembatan
10.2	Preliminary Design Abutment
10.2.1	Pembebanan Abutmen
10.2.2	Kontrol Stabilitas Abutment

10.2.3	Penulangan Dinding Abutment	349
10.2.4	Perencanaan Kebutuhan Pondasi.....	355
10.3	Perencanaan Pilar	377
10.3.1	Preliminary Design Pilar	377
10.3.2	Pembebanan Pilar	377
10.3.3	Perencanaan Penulangan	387
10.3.4	Perencanaan Kebutuhan Pondasi.....	393
BAB 11 METODE PELAKSANAAN <i>BALANCED</i>		
<i>CANTILEVER</i>.....		416
11.1	Tahapan Metode Konstruksi.....	416
11.1.1	Metode Konstruksi	416
11.1.2	Tahapan Metode <i>Balanced Cantilever</i>	416
11.2	Analisa Struktur.....	420
11.2.1	Perencanaan <i>Temporary Tower</i>	420
11.2.2	Analisa Kabel	421
11.2.3	Perencanaan Blok Angkur	428
11.3	Kontrol <i>Accidental Load</i>	438
BAB 12 KESIMPULAN.....		442
DAFTAR PUSTAKA		444
BIODATA PENULIS		446
UCAPAN TERIMAKASIH.....		448
LAMPIRAN.....		450
Lampiran 1. Data Tanah.....		450
Lampiran 2. <i>Stud Connector Brochure</i>		452
Lampiran 3. <i>Maccaloy Cable Rod Brochure</i>		454

Lampiran 4. *Driven Pile* PT. WIKA *Brochure*, Brosur LYSAGT
Compodeck dan Brosur profil box PT. Raja Paksi456

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1: Peta lokasi jembatan Sembayat	5
Gambar 1.2: Kondisi eksisting topografi jembatan Sembayat lama	6
Gambar 1.3: Potongan memanjang jembatan Sembayat (Eksisting)	6
Gambar 1.4: Potongan melintang jembatan Sembayat eksisting ..	6
Gambar 1.5: Potongan memanjang jembatan Sembayat (Direncanakan).....	7
Gambar 1.6: Potongan melintang jembatan sembayat (Direncanakan).....	7
Gambar 2.1. Contoh jembatan busur (Jembatan Sidney, Australia).	9
Gambar 2.2. <i>Deck-arch bridge</i> (Harlem River Bridge).....	11
Gambar 2.3. <i>Half through-arch bridge</i> (Bayonne Bridge).....	12
Gambar 2.4. <i>Through bridge</i> (West End Bridge).....	12
Gambar 2.5. Mekanisme beton bertulang.....	14
Gambar 2.6. Jembatan rangka baja.	15
Gambar 2.7. Hubungan tegangan dan regangan tarik baja.....	17
Gambar 2.8. Profil WF.....	18
Gambar 2.9. Beban lajur "D".	22
Gambar 2.10. Penempatan beban "D" dalam arah memanjang. .	23
Gambar 2.11. Pembebanan truk "T" (500 kN).....	24
Gambar 2.12: Faktor beban dinamis untuk beban T untuk pembebanan lajur "D"	25
Gambar 2.13. Peta Percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun.	32
Gambar 2.14: Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun.....	32
Gambar 2.15: Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun.....	33
Gambar 2.16: Peta percepatan puncak di batuan dasar (pga) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun	33
Gambar 2.17: Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.....	34

Gambar 2.18: Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.....	34
Gambar 2.19: Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah	36
Gambar 2.20: Perencanaan pelat lantai	39
Gambar 2.21: Analisis posisi roda kendaraan	43
Gambar 2.22: Penyebaran beban akibat roda kendaraan.....	43
Gambar 2.23. Pipa sandaran.....	46
Gambar 2.24: Gaambar potongan gelagar memanjang	52
Gambar 2.25: Lebar efektif material komposit.....	57
Gambar 2.26. Distribusi tegangan.....	57
Gambar 2.27. Penampang batang tarik.....	60
Gambar 3.1. Diagram alir metodologi perancangan.	71
Gambar 3.2: Flowchart Perancangan Jembatan Sembayat Busur	71
Gambar 3.3: Foto satelit jembatan sembayat lama.....	73
Gambar 3.4: Tampak samping perencanaan jembatan Sembayat.....	73
Gambar 4.1: Tampak samping perencanaan jembatan Sembayat	80
Gambar 4.2: Ilustrasi panjang bentang jembatan dan tinggi busur	81
Gambar 4.3: Struktur pemikul utama jembatan.....	82
Gambar 4.4. Pembebanan truk "T" (1).	89
Gambar 4.5. Pembebanan truk "T" (1).	89
Gambar 4.6. Elevasi busur rangka yang terkena beban angin (E_w).	91
Gambar 4.7. Bentuk tipikal respon spectrum.	98
Gambar 4.8. <i>Response spectrum</i>	101
Gambar 4.9. <i>Response spectrum</i> SAP2000.	101
Gambar 5.1. Tampak samping pipa dan tiang sandaran.....	103
Gambar 5.2. Profil pipa sandaran.	104
Gambar 5.3. Gaya gaya yang bekerja pada pipa sandaran.	105
Gambar 5.4. Permodelan akibat beban vertikal.....	105
Gambar 5.5. Permodelan akibat beban horizontal.....	106
Gambar 5.6. Permodelan akibat resultan beban.	106
Gambar 5.7: Penampang Pipa Sandaran.....	107

Gambar 5.8. Potongan melintang pipa sandaran.	109
Gambar 5.9. Detail penulangan tiang sandaran.	113
Gambar 5.10. Potongan melintang <i>deck</i> jembatan.	119
Gambar 5.11: Spesifikasi <i>compodeck</i>	120
Gambar 5.12: Detail ukuran <i>compodeck</i> LYSAGHT.....	122
Gambar 5.13. Pembebanan berat permanen.	122
Gambar 5.14. Momen akibat beban permanen.....	125
Gambar 5.15. Garis netral <i>compodeck</i>	127
Gambar 5.16. Garis netral komposit beton dengan <i>compodeck</i>	130
Gambar 5.17. Potongan pelat lantai kendaraan arah y dan x. ...	131
Gambar 5.18. Bidang kritis plat lantai kendaraan.	131
Gambar 5.19. Penulangan pelat lantai kendaraan.	133
Gambar 6.1. Potongan melintang jembatan.	134
Gambar 6.2. <i>Shear connector</i>	136
Gambar 6.3. Profil WF.	138
Gambar 6.4. Distribusi beban pada gelagar memanjang.	138
Gambar 6.5. <i>Compodeck</i> LYSAGHT.	139
Gambar 6.6. Permodelan struktur beban BTR.	140
Gambar 6.7. Permodelan balok beban BGT.....	140
Gambar 6.8. Permodelan balok akibat beban "T".	141
Gambar 6.9. Akibat beban permanen.	143
Gambar 6.10. Akibat beban BTR.	143
Gambar 6.11. Akibat beban BGT.....	144
Gambar 6.12. Akibat beban "T".	145
Gambar 6.13. Profil WF.	146
Gambar 6.14. Pembebanan "D".	147
Gambar 6.15. Momen akibat beban "D".	148
Gambar 6.16. Pembebanan "T".	148
Gambar 6.17. Momen akibat beban "D".	148
Gambar 6.18. Bidang momen pada segmen perhitungan Cb. ...	149
Gambar 6.19. Pembebanan "D".....	150
Gambar 6.20. Geser akibat beban "D".	150
Gambar 6.21. Pembebanan "T".	151
Gambar 6.22. Geser akibat beban "T".	151
Gambar 6.23. Profil WF.....	154

Gambar 6.24. Distribusi pembebanan pada gelagar melintang.	155
Gambar 6.25. Detail analisa pembeban permanen.	156
Gambar 6.26. Compodeck LYSAGHT.	157
Gambar 6.27. Detail analisa beban tambahan.	157
Gambar 6.28. Analisa beban "D".	158
Gambar 6.29. Kondisi 1 beban truk.....	159
Gambar 6.30. Kondisi 2 beban truk.....	159
Gambar 6.31. Beban permanen sebelum komposit.	161
Gambar 6.32. Profil gelagar melintang.	166
Gambar 6.33. Lebar efektif penampang komposit.	170
Gambar 6.34. Diagram tegangan plastis.....	171
Gambar 6.35 . Jarak pemasangan stud connector.....	174
Gambar 6.36. Perhitungan lendutan akibat beban "T".	175
Gambar 6.37. Lendutan P"T" di titik B.....	175
Gambar 6.38. Lendutan P"T" di titik C.....	176
Gambar 6.39. Lendutan P"T" di titik D.....	176
Gambar 6.40. Lendutan P"T" di titik E.....	176
Gambar 7.1. Elemen konstruksi pemikul utama.....	178
Gambar 7.2: Ilustrasi panjang bentang jembatan dan tinggi fokus busur.	179
Gambar 7.3. Spesifikasi kekuatan kabel M105.	180
Gambar 7.4. Spesifikasi material Cable.	181
Gambar 7.5: As jembatan busur rencana.....	181
Gambar 7.6. Analisa beban BTR.....	186
Gambar 7.7. Analisa beban BGT.....	186
Gambar 7.8. Beban "D".....	187
Gambar 7.9. Spesifikasi dimensi <i>fork</i> dan <i>gusset plate</i>	188
Gambar 7.10. Permodelan beban BTR.....	192
Gambar 7.11. Permodelan beban BGT.....	193
Gambar 7.12. Garis pengaruh busur.....	193
Gambar 7.13. Segmen busur.....	194
Gambar 7.14. GP pada frame 2.	195
Gambar 7.15. GP pada frame 116.	196
Gambar 7.16. GP pada frame 75.	196
Gambar 7.17. GP pada frame 9.	197

Gambar 7.18. GP pada frame 129.	198
Gambar 7.19. GP pada frame 83.	198
Gambar 7.20. GP pada frame 18.	199
Gambar 7.21. GP pada frame 149.	200
Gambar 7.22. GP pada frame 93.	200
Gambar 7.23. Elevasi busur rangka yang terkena beban angin (E_w).	202
Gambar 7.24. Grafik N-SPT.....	205
Gambar 7.25. Bentuk tipikal respon spectrum.	207
Gambar 7.26. <i>Response spectrum</i>	210
Gambar 7.27. Input <i>response spectrum</i> SAP2000.....	210
Gambar 7.28. Gempa arah X (E_{Q_x}).....	212
Gambar 7.29. Gempa arah Y (E_{Q_y}).....	213
Gambar 7.30. Permodelan 3 dimensi.	214
Gambar 7.31. Permodelan beban mati.	214
Gambar 7.32. Permodelan beban BTR.....	215
Gambar 7.33. Permodelan beban BGT.....	215
Gambar 7.34. Beban angin pada rangka.....	216
Gambar 7.35. Cek rasio penampang.	216
Gambar 7.36. Penampang box busur atas (<i>Top Chord</i>).	217
Gambar 7.37. Analisa gaya dalam <i>top chord</i> frame 223.	218
Gambar 7.38. Penampang box busur bawah (<i>Bottom Chord</i>)...223	
Gambar 7.39. Analisa gaya dalam <i>bottom chord</i> frame 274.	224
Gambar 7.40. Penampang box <i>main girder</i>	229
Gambar 7.41. Analisa gaya dalam <i>main girder</i> frame 366.	230
Gambar 7.42. Penampang box rangka vertical.....	234
Gambar 7.43. Analisa gaya dalam rangka vertikal frame 301. .235	
Gambar 7.44. Penampang WF rangka diagonal.	237
Gambar 7.45. Analisa gaya dalam rangka diagonal frame 358. 238	
Gambar 8.1. Permodelan pembebanan ikatan angin pada elemen busur.	240
Gambar 8.2. Permodelan pembebanan ikatan angin pada lantai kendaraan.	243
Gambar 8.3. Ikatan angin atas.	244
Gambar 8.4. Penampang WF ikatan angin atas.....	244

Gambar 8.5. Analisa gaya dalam ikatan angin frame 650.	245
Gambar 8.6. Ikatan angin bawah.	246
Gambar 8.7. Penampang WF ikatan angin bawah.	247
Gambar 8.8. Analisa gaya dalam ikatan angin frame 650.	248
Gambar 8.9. Ikatan angin bawah.	251
Gambar 8.10. Penampang box ikatan angina bawah.	251
Gambar 8.11. Analisa gaya dalam rangka vertikal frame 301.	252
Gambar 8.12. Ikatan angin silang.	255
Gambar 8.13. Penampang box ikatan angin silang akhir.	255
Gambar 8.14. Analisa gaya dalam ikatan angin silang.	256
Gambar 8.15. Portal akhir jembatan busur.	258
Gambar 8.16. Penampang box balok portal akhir.	259
Gambar 8.17. Penampang box kolom portal akhir.	264
Gambar 8.18. Lendutan yang terjadi.	270
Gambar 9.1. Jenis sambungan yang memikul momen dan geser.	274
Gambar 9.2. <i>Site plan</i> detail perencanaan sambungan.	274
Gambar 9.3. Luasan plat terkena geser dan tarik.	276
Gambar 9.4. Detail sambungan gelagar memanjang.	279
Gambar 9.5. Luasan plat terkena geser dan tarik.	281
Gambar 9.6. Detail sambungan gelagar melintang.	284
Gambar 9.7. Perencanaan sambungan busur.	284
Gambar 9.8. Detail sambungan busur atas (Detail 1).	287
Gambar 9.9. Detail sambungan busur bawah (Detail 3).	291
Gambar 9.10. Detail sambungan <i>main girder</i> (Detail 4).	295
Gambar 9.11. Detail sambungan rangka vertikal (Detail 3).	298
Gambar 9.12. Detail sambungan rangka diagonal (Detail 1).	301
Gambar 9.13. Detail rencana sambungan ikatan angin atas 1.	302
Gambar 9.14. Titik simpul detail 7.	303
Gambar 9.15. Detail sambungan ikatan angin atas (Detail A).	305
Gambar 9.16. Titik simpul detail 8.	306
Gambar 9.17. Titik simpul detail 9.	309
Gambar 9.18. Perencanaan detail sambungan portal akhir.	313
Gambar 9.19. Detail dan symbol pada perletakan engsel.	320
Gambar 9.20. Detail dan symbol pada pen engsel.	322

Gambar 9.21. Denah baut angker pada perletakan.....	323
Gambar 9.22. Detail perencanaan perletakan sendi	326
Gambar 9.23. Sketsa detail perencanaan perletakan rol	328
Gambar 9.24. Denah baut angker pada perletakan rol.	329
Gambar 10.1. Preliminary design abutment.....	332
Gambar 10.2. Beban yang bekerja pada abutment.....	333
Gambar 10.3. Reaksi perletakan akibat beban mati.	334
Gambar 10.4. Segmen abutment.	336
Gambar 10.5. Perhitungan titik berat abutment.....	337
Gambar 10.6. Pembebanan tekanan tanah.....	340
Gambar 10.7. Momen penahan terhadap titik A.	342
Gambar 10.8. Desain penulangan dinding abutment.....	351
Gambar 10.9. Diagram Mx-My.....	351
Gambar 10.10. Diagram P.....	352
Gambar 10.11. Hasil analisa <i>running</i> dinding abutment.	352
Gambar 10.12. Detail penulangan dinding abutment.....	355
Gambar 10.13. Data tanah BH-1.	356
Gambar 10.14. Spesifikasi tiang pancang (PT WIKA Beton)...	357
Gambar 10.15. Grafik daya dukung ijin aksial tekan tiang tunggal.	359
Gambar 10.16. Jumlah rencana pondasi tiang pancang.	361
Gambar 10.17. Jarak terhadap garis netral maksimum 1 tiang.	363
Gambar 10.18. Tahanan lateral ultimit tiang (Broms, 1964a)...	365
Gambar 10.19. Denah pile cap.	367
Gambar 10.20. Geser satu arah.	368
Gambar 10.21. Geser dua arah.	369
Gambar 10.22. Geser pons satu pile.....	370
Gambar 10.23. Penulangan pile cap arah X.	371
Gambar 10.24. Penulangan pile cap arah Y.	374
Gambar 10.25. Penulangan pile cap abutment.	376
Gambar 10.26. Preliminary design pilar.....	377
Gambar 10.27. Beban yang bekerja pada abutment.....	378
Gambar 10.28. Reaksi perletakan akibat beban mati.	378
Gambar 10.29. Segmen pilar.....	380
Gambar 10.30. Perhitungan titik berat pilar.	381

Gambar 10.31. Desain penulangan kolom pilar.	389
Gambar 10.32. Diagram M_x - M_y	389
Gambar 10.33. Diagram P.	390
Gambar 10.34. Hasil analisa <i>running</i> kolom pilar.....	390
Gambar 10.35. Penulangan kolom pilar.	393
Gambar 10.36. Data tanah BH-1.	394
Gambar 10.37. Spesifikasi tiang pancang (PT WIKA Beton)...395	
Gambar 10.38. Grafik daya dukung ijin aksial tekan tiang tunggal.	397
Gambar 10.39. Jumlah rencana pondasi tiang pancang.....	400
Gambar 10.40. Tahanan lateral ultimit tiang (Broms, 1964a)...403	
Gambar 10.41. Denah pile cap.	405
Gambar 10.42. Geser satu arah.....	406
Gambar 10.43. Geser dua arah.	407
Gambar 10.44. Geser pons satu pile.	408
Gambar 10.45. Penulangan pile cap arah X.	409
Gambar 10.46. Penulangan pile cap arah Y.	412
Gambar 10.47. Detail penulangan pile cap pilar.	414
Gambar 11.1. Tahap 1 (Konstruksi bangunan bawah jembatan).	417
Gambar 11.2. Tahap 2 (Ereksi konstruksi rangka baja busur). .418	
Gambar 11.3. Tahap 3 (Instalasi konstruksi gelagar dan hanger).	419
Gambar 11.4. Tahap 4 (Konstruksi pelat lantai kendaraan).	419
Gambar 11.5. Tahap 5 (Finishing).....	420
Gambar 11.6. <i>Temporary tower</i>	421
Gambar 11.7. Spesifikasi kabel M106.....	422
Gambar 11.8. Material kabel Macalloy 520.	422
Gambar 11.9. Stage 1 balanced cantilever.....	423
Gambar 11.10. Stage 2 balanced cantilever.....	424
Gambar 11.11. Stage 3 balanced cantilever.....	425
Gambar 11.12. Stage 4 balanced cantilever.....	426
Gambar 11.13. Stage 5 balanced cantilever.....	426
Gambar 11.14. Stage 5 balanced cantilever.....	427
Gambar 11.15. Ilustrasi rencana pengangkuran.	428

Gambar 11.16. Detail perencanaan blok angker.	428
Gambar 11.17. Spesifikasi angkur M22.	429
Gambar 11.18. Tipe angkur rencana.	429
Gambar 11.19. Jarak pengangkuran rencana.	430
Gambar 11.20. Kabel 1 (sampel perhitungan).	431
Gambar 11.22. Kegagalan tarik angkur baja.	432
Gambar 11.23. Keruntuhan beton akibat tarik.	433
Gambar 11.24. Eksentrisitas Tarik (e'_N).	433
Gambar 11.25. Kegagalan geser angkur baja.	434
Gambar 11.26. Keruntuhan beton akibat geser.	435
Gambar 11.27. Eksentrisitas geser (e'_v).	436
Gambar 11.28. Spesifikasi dimensi <i>fork</i> dan <i>gusset plate</i>	437
Gambar 11.29. Perencanaan kabel putus pada kabel 405.	438
Gambar 11.30. Lendutan akibat accidental load.	440

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. Sifat mekanis baja.	16
Tabel 2.2. Berat isi untuk beban mati.....	19
Tabel 2.3. Faktor beban untuk berat sendiri.	19
Tabel 2.4. Faktor beban untuk beban mati tambahan.....	20
Tabel 2.5. Faktor beban akibat tekanan tanah.	20
Tabel 2.6: Faktor beban untuk beban lajur “D”	21
Tabel 2.7. Faktor beban untuk beban “T”.	23
Tabel 2.8. Nilai V_0 dan Z_0 berdasarkan kondisi lahan.....	28
Tabel 2.9. Tekanan angin dasar.....	28
Tabel 2.10. Beban angin yang bekerja pada kendaraan.	29
Tabel 2.11. Kelas situs tanah.....	30
Tabel 2.12. Penjelasan peta gempa 2010.....	31
Tabel 2.13: Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik (FPGA/Fa).....	35
Tabel 2.14: Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv)	35
Tabel 2.15: Kombinasi pembebanan	37
Tabel 2.16: Faktor panjang efektif	49
Tabel 2.17: Perbandingan lebar terhadap tebal untuk elemen tertekan	50
Tabel 2.18: Perbandingan lebar terhadap tebal uuntuk elemen tertekan (Lanjutan)	51
Tabel 2.19. Faktor kelangsingan kolom.	61
Tabel 2.20. Perbandingan lebar terhadap tebal untuk elemen tertekan.	62
Tabel 2.21. Perbandingan lebar terhadap tebal untuk elemen tertekan (Lanjutan).	63
Tabel 2.22. Luas baut.	65
Tabel 2.23. Kuat nominal baut.	66
Tabel 4.1: Panjang batang penggantung.....	82
Tabel 4.2: Panjang busur atas.....	84

Tabel 4.3. Faktor Beban	86
Tabel 4.4. Berat Jenis untuk Beban Mati.....	87
Tabel 4.5: Spesifikasi <i>compodeck</i>	87
Tabel 4.6. Angin tekan pada busur atas (MPa).....	92
Tabel 4.7. Angin hisap pada busur atas (MPa).....	93
Tabel 4.8. Angin tekan pada busur bawah (MPa).	94
Tabel 4.9. Angin hisap pada busur bawah (MPa).....	95
Tabel 4.10. Data tanah jembatan sembayat lama BH-1.....	96
Tabel 4.11. Faktor amplikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a).	98
Tabel 4.12. Faktor amplikasi untuk periode 1 detik (F_v).	98
Tabel 4.13. Nilai spectrum respons.	99
Tabel 5.1: Spesifikasi <i>compodeck</i>	120
Tabel 5.2. Rekapitulasi pembebanan.....	123
Tabel 5.3. Konfigurasi pembebanan.....	124
Tabel 6.1. Sifat mekanis baja.....	135
Tabel 6.2. Rekapitulasi beban pada gelagar memanjang.....	141
Tabel 6.3. Kombinasi pembebanan akibat beban mati dan hidup.	142
Tabel 6.4. Rekapitulasi beban gelagar melintang.....	159
Tabel 6.5. Kombinasi pembebanan.	160
Tabel 6.6. Rekapitulasi gaya geser melintang.	164
Tabel 6.7. Rekapitulasi momen melintang.	165
Tabel 6.8. Perhitungan garis netral.....	174
Tabel 6.9. Momen inersia gabungan.	175
Tabel 7.1. Sifat mekanis profil baja.....	179
Tabel 7.2: Panjang batang penggantung.....	181
Tabel 7.3: Panjang busur atas.....	182
Tabel 7.4. Angin tekan pada busur atas (MPa).....	203
Tabel 7.5. Angin tekan pada busur bawah (MPa)	204
Tabel 7.6. Data tanah jembatan sembayat lama BH-1.....	206
Tabel 7.7. Faktor amplikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a).	207
Tabel 7.8. Faktor amplikasi untuk periode 1 detik (F_v).	207
Tabel 7.9. Nilai spectrum respons.	208

Tabel 7.10. Faktor modifikasi respons (R).....	212
Tabel 7.11. Faktor modifikasi respons (R).....	213
Tabel 7.12. Hasil analisa gaya dalam struktur utama.	216
Tabel 7.13. Faktor panjang efektif (k).....	219
Tabel 7.14. Faktor panjang efektif (k).....	225
Tabel 7.15. Faktor panjang efektif (k).....	236
Tabel 8.1. Angin tekan pada busur atas (MPa).	240
Tabel 8.2. Angin tekan pada busur bawah (MPa)	241
Tabel 8.3. Faktor panjang efektif (k).....	250
Tabel 8.4. Faktor panjang efektif (k).....	253
Tabel 8.5. Faktor panjang efektif (k).....	256
Tabel 8.6. Faktor panjang efektif (k).....	260
Tabel 8.7. Faktor panjang efektif (k).....	265
Tabel 9.1. Luas baut.	272
Tabel 9.2. Kuat nominal baut.	273
Tabel 9.3. Baut M30.....	274
Tabel 9.4. Baut M30.....	279
Tabel 9.5. Baut M30.....	285
Tabel 9.6. Rekapitulasi jumlah baut busur atas.	288
Tabel 9.7. Baut M30.....	289
Tabel 9.8. Rekapitulasi jumlah baut busur bawah.....	292
Tabel 9.9. Baut M30.....	293
Tabel 9.10. Baut M30.....	295
Tabel 9.11. Rekapitulasi jumlah baut rangka busur vertikal.	298
Tabel 9.12. Baut M30.....	299
Tabel 9.13. Rekapitulasi jumlah baut rangka diagonal.	301
Tabel 9.14. Baut M27.....	303
Tabel 9.15. Baut M27.....	305
Tabel 9.16. Baut M27.....	308
Tabel 9.17. Baut M27.....	311
Tabel 9.18. Baut M30.....	314
Tabel 9.19. Baut M30.....	316
Tabel 9.20. Menentukan kursi perletakan.	319
Tabel 9.21. Baut M36.....	323
Tabel 9.22. Menentukan kursi perletakan.	326

Tabel 9.23. Baut M36.....	329
Tabel 10.1. Perhitungan berat abutment.....	336
Tabel 10.2. Perhitungan titik berat abutment.	337
Tabel 10.3. Faktor modifikasi respons (R).	340
Tabel 10.4. Momen penahan guling.	342
Tabel 10.5. Rekapitulasi pembebanan abutment.	344
Tabel 10.6. Kombinasi pembebanan abutment.....	345
Tabel 10.7. Kombinasi 1 ($M + H + TA$).....	346
Tabel 10.8. Kombinasi 2 ($M + TA + GG + PD$).	346
Tabel 10.9. Kombinasi 3 ($Komb.1 + GG + TB + PD$).	346
Tabel 10.10. Kombinasi 4 ($M + TA + EQ + TAg$).....	346
Tabel 10.11. Kombinasi 5 ($M + EQ + GG + PD$).	347
Tabel 10.12. Kombinasi 6 ($M + TAg$).....	347
Tabel 10.13. Faktor kelangsingan (k).	349
Tabel 10.14. Daya dukung tiang BH-1.....	358
Tabel 10.15. Nilai α dan β untuk tiang pondasi.....	360
Tabel 10.16. Perhitungan berat pilar.	381
Tabel 10.17. Perhitungan titik berat pilar.	381
Tabel 10.18. Faktor modifikasi respons (R).	384
Tabel 10.19. Rekapitulasi pembebanan pilar.....	384
Tabel 10.20. Kombinasi 1 (1,4D).....	385
Tabel 10.21. Kombinasi 2 (1,2D + 1,6L).....	385
Tabel 10.22. Kombinasi 3 (1,2 D + 1L + 1EQ).....	385
Tabel 10.23. Kombinasi 4 (0,9D + 1PD).....	386
Tabel 10.24. Kombinasi 5 (0,9 M – 1 PD).	386
Tabel 10.25. Kombinasi 6 ($M + TAg$).....	386
Tabel 10.26. Faktor kelangsingan (k).	387
Tabel 10.27. Daya dukung tiang BH-2.....	396
Tabel 10.28. Nilai α dan β untuk tiang pondasi.....	398
Tabel 11.1. Berat setengah bentang busur jembatan.	421
Tabel 11.2. Gaya tarikan kabel stage 1.....	423
Tabel 11.3. Gaya tarikan kabel stage 2.....	424
Tabel 11.4. Gaya tarikan kabel stage 3.....	425
Tabel 11.5. Gaya tarikan kabel stage 4.....	426
Tabel 11.6. Gaya tarikan kabel stage 5.....	427

Tabel 11.7. Gaya tarikan kabel stage 6.....	427
Tabel 11.8. Faktor reduksi.....	432
Tabel 11.9. Kontrol aksial akibat <i>accidental load</i>	439
Tabel 11.10. Kontrol momen akibat <i>accidental load</i>	439
Tabel 11.11. Kontrol geser akibat <i>accidental load</i>	439
Tabel 11.12. Total rasio interaksi gaya dalam.....	439

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Transportasi mempunyai bidang kegiatan yang sangat penting dalam kehidupan masyarakat Indonesia. Pentingnya transportasi disebabkan oleh beberapa faktor, antara lain keadaan geografis Indonesia yang terdiri dari ribuan pulau kecil dan besar dan daerah perairan Indonesia yang lebih luas dari pada daratannya. Sehingga untuk memenuhi kebutuhan tersebut dibutuhkan sarana dan prasarana jalan yang memadai. Salah satu prasarana tersebut adalah bangunan jembatan. Bangunan jembatan merupakan bangunan yang menghubungkan dua bagian jalan yang terpisah karena adanya suatu rintangan, misalnya sungai, danau, laut, jurang, dan rintangan jalan yang lain.

Salah satu jalur transportasi darat padat di Indonesia adalah jalur kabupaten Gresik, jalur ini rawan akan kemacetan. Maka untuk mengatasi hal tersebut, pemerintah dalam hal ini Departemen PU Direktorat Jenderal Bina Marga kabupaten Gresik berupaya mengurangi kemacetan di jalur ini. Salah satu upaya yaitu membangun jembatan Sembayat yang membentangi Kali Bengawan Solo. Perencanaan jembatan Sembayat ini untuk memperlancar arus dari kota Gresik menuju ke arah Pantura dan sebaliknya.

Sebagai salah satu prasarana transportasi Jembatan Sembayat ini memiliki kondisi eksisting sebagai berikut; merupakan struktur dari jembatan yang sudah ada (ada 2 jembatan yang dibangun, jembatan yang lain masih dalam proses konstruksi) akibat banyaknya penambahan volume kendaraan yang menghubungkan ruas jalan kabupaten Gresik ke arah Pantura. Jembatan Sembayat lama sebelumnya telah dibangun dengan konstruksi rangka baja sedangkan Jembatan Sembayat baru telah dibangun menggunakan sistem busur dengan busur utamanya menggunakan beton. Pada proposal tugas akhir ini, direncanakan ulang jembatan Sembayat lama yang menggunakan jembatan rangka baja, dengan struktur jembatan busur rangka batang. Kondisi topografi datar, bantaran

sungai memiliki lereng yang cukup curam dengan sungai yang berada di bawah ± 13 m, panjang jembatan total 353 m. Dengan tinggi bebas ± 8 m dari permukaan jalan. Alasan pemilihan struktur jembatan busur adalah karena struktur jembatan Sembayat lama memiliki bentang yang sangat panjang, dan penggunaan rangka batang dirasa kurang cocok dengan bentang yang panjang ini, karena akan memperbanyak penggunaan pilar jembatan.

Untuk jembatan dengan bentang panjang sistem konstruksi yang seharusnya digunakan :

- a. Jembatan Busur
- b. Jembatan Kabel : Jembatan *Cable Stayed*
 Jembatan *Suspended* (Gantung)

Jembatan busur mempunyai kelebihan dibanding type jembatan yang lain, diantaranya adalah :

- a. Dapat melawan momen lentur yang terjadi,
- b. Lebih efisien bila dibandingkan dengan gelagar paralel, terutama dalam memikul beban momen,
- c. Mempunyai nilai estetika yang cukup tinggi,
- d. Juga bisa mengurangi pilar pada jembatan untuk memperluas sungai.

Dilihat dari kondisi topografi jembatan Sembayat lama idealnya memakai jembatan busur dengan sistem rangka batang. Selain itu, juga akan digunakan batang tekan, yaitu reaksi horizontal busur dipikul oleh lantai kendaraan. Dalam hal ini gelagar utama pemikul lantai kendaraan direncanakan memikul momen lentur dan gaya aksial tarik

Perencanaan ulang jembatan tersebut menggunakan rangka busur baja direncanakan dengan 1 bentang yang terdiri dari 2 Jalur pada STA 0+350 – STA 0+530. Lebar pada tiap jalurnya direncanakan 7 m ditambah dengan lebar trotoar di kanan – kiri tiap lajunya. Dengan perkiraan panjang bentang 180 m , yang dibangun diatas sungai, tanpa menggunakan pilar jembatan. Peraturan yang dipakai pada perencanaan jembatan ini adalah SNI 1725-2016 untuk menentukan pembebanannya, dan untuk perhitungan bangunan atas yang terbuat dari baja digunakan

peraturan AISC 2010, dengan peraturan RSNI T-03-2005 dan RSNI T-12-2004 untuk perencanaan beton jembatan.

Data jembatan rencana akan diuraikan sebagai berikut :

1. Nama Proyek : Perencanaan Teknis Jembatan Sembayat lama
kabupaten Gresik
2. Pemilik Proyek : Dinas PU Bina Marga kabupaten Gresik
3. Kontraktor : PT. Abipraya
4. Bangunan Atas : Rangka Baja
5. Bangunan Bawah : Pondasi tiang pancang

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang permasalahan maka diajukan rumusan masalah yaitu:

1. Bagaimana menghitung dan merencanakan bangunan atas jembatan meliputi:
 - a. Merencanakan gelagar-gelagar induk, antara lain:
 - i. Gelagar memanjang dan melintang
 - ii. Batang pada busur jembatan (Penampang Profil Baja WF)
 - b. Perhitungan lantai kendaraan
 - c. Perhitungan kekuatan kabel
 - d. Ikatan angin
 - e. Merencanakan sambungan pada profil rangka baja
2. Bagaimana menghitung dan merencanakan bangunan bawah jembatan meliputi :
 - a. Merencanakan abutment
 - b. Merencanakan pilar jembatan
 - c. Merencanakan pondasi tiang pancang
3. Bagaimana menghitung dan merencanakan perletakan jembatan
4. Bagaimana mengontrol kekuatan struktur?
5. Bagaimana menuangkan hasil bentuk desain dan analisa ke dalam bentuk gambar teknik 2D dan 3D

6. Bagaimana merencanakan metode pelaksanaan jembatan *balanced cantilever* beserta analisisnya?

1.3 Tujuan Perencanaan

Dari permasalahan yang ada di atas, adapun tujuan yang akan dicapai dalam penyusunan tugas akhir ini adalah :

1. Dapat merencanakan struktur atas dan bawah jembatan dengan ketentuan SNI jembatan yang berlaku
2. Dapat memvisualisasikan hasil desain dan analisa yang telah dibuat ke dalam bentuk gambar teknik 2 dimensi dan 3 dimensi,
3. Dapat mengetahui metode pelaksanaan jembatan busur rangka batang secara umum,

1.4 Batasan Masalah

Perencanaan jembatan Sembayat lama ini menggunakan konstruksi jembatan busur rangka yang ditopang oleh 2 kepala jembatan yang bertumpu pada pondasi. Adapun batasan perencanaan dan perhitungan jembatan Sembayat lama adalah sebagai berikut :

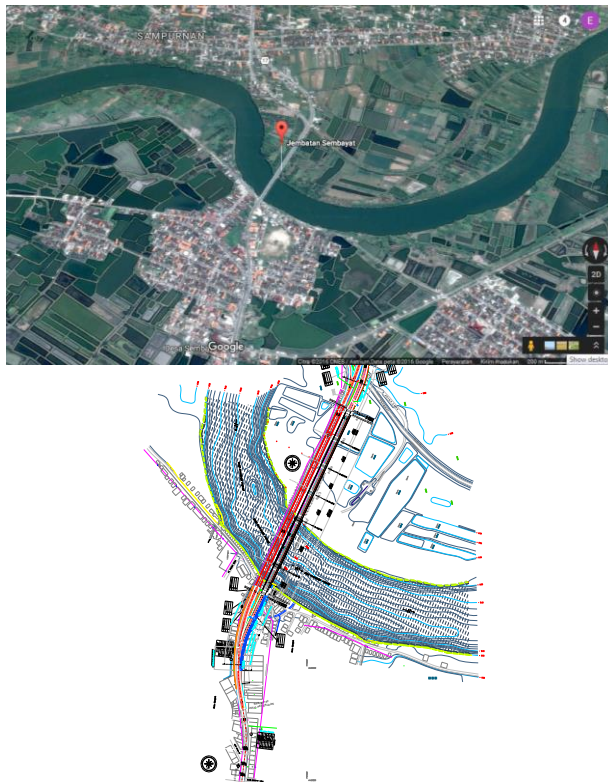
1. Perencanaan ulang jembatan busur hanya pada STA 0+350 – STA 0+530,
2. Desain jembatan busur menggunakan struktur busur rangka baja tipe *through arch bridge* yang termasuk perhitungan bangunan atas dan bangunan bawah jembatan,
3. Perencanaan disini hanya ditinjau dari aspek teknis saja dan tidak dilakukan analisa dari segi biaya maupun waktu,
4. Perhitungan sambungan dibatasi pada bagian-bagian tertentu yang dianggap mewakili secara keseluruhan,
5. Metode pelaksanaan jembatan hanya dibahas secara umum tanpa membahas detail setiap segmennya,
6. Penggambaran menggunakan program bantu AutoCad.

1.5 Manfaat

Manfaat yang bisa didapatkan dari perancangan ini adalah :

1. Mendapatkan desain struktur jembatan busur yang kuat sekaligus efisien,
2. Dari Perencanaan ini bisa diketahui hal-hal yang harus diperhatikan pada saat perancangan sehingga kegagalan struktur bisa diminimalisasi.

1.6 Peta Lokasi

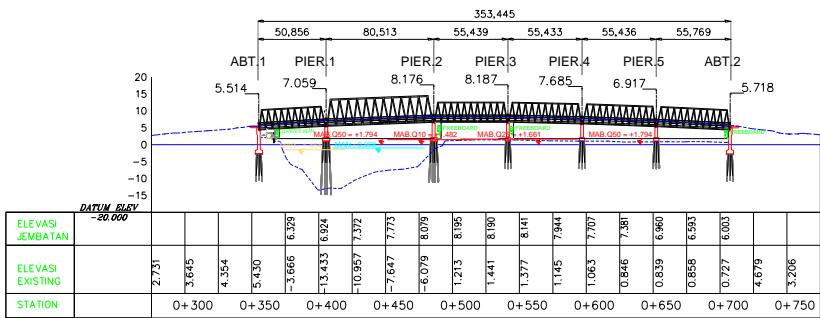


Gambar 1.1: Peta lokasi jembatan Sembayat

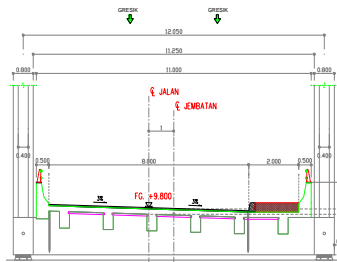
1.7 Gambar Eksisting dan Rencana



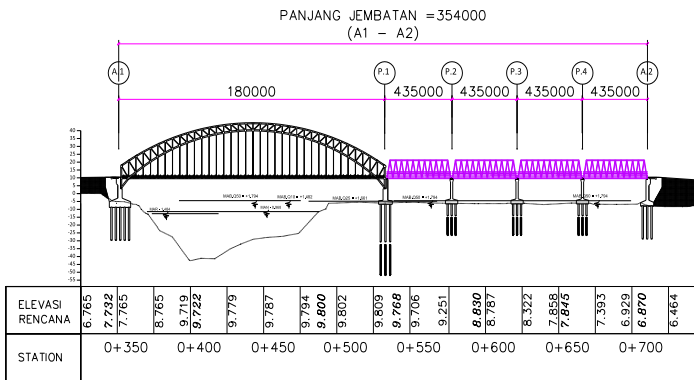
Gambar 1.2: Kondisi eksisting topografi jembatan Sembayat lama



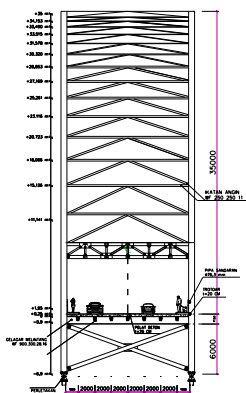
Gambar 1.3: Potongan memanjang jembatan Sembayat (Eksisting)



Gambar 1.4: Potongan melintang jembatan Sembayat eksisting



Gambar 1.5: Potongan memanjang jembatan Sembayat (Direncanakan).



Gambar 1.6: Potongan melintang jembatan sembayat (Direncanakan).

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum



Gambar 2.1. Contoh jembatan busur (Jembatan Sidney, Australia).

Konstruksi busur didefinisikan sebagai bukaan anggota struktur dan bekerja sebagai penopang bagi beban di atas bukaan tersebut. Dan konstruksi tersebut dapat memberikan reaksi horizontal akibat beban vertikal yang bekerja (Darmawan 2013).

Jembatan busur juga merupakan jembatan dengan busur kaku (*Vierendeel*), yaitu jika lantai kendaraan hanya berfungsi untuk meneruskan beban ke busur, sehingga busur menerima momen, maka jembatan busur demikian disebut jembatan dengan busur yang kaku (**RSNI T-03-2005 pasal 12.2.1**).

Konstruksi busur adalah suatu konstruksi yang dapat memberikan reaksi horizontal akibat beban vertikal yang bekerja (modul kuliah Jembatan Bentang Panjang).

Bahan baja masih menjadi pilihan utama untuk jembatan dengan bentang yang besar, karena berbagai alasan, terutama setelah dapat diatasi masalah karat pada baja. Dan keuntungan yang lain yaitu baja kuat dan ekonomis, mudah dipasang dan dapat diproduksi secara massal, dengan bentuk dan kualitas yang sama. Pertimbangan pemilihan jembatan busur dipengaruhi oleh:

1. Iklim dan kondisi lingkungan

- Keadaan lingkungan yang korosif akan mempengaruhi tipe jembatan yang akan direncanakan;
2. Kondisi tanah dasar dan topografi
Dipilih tebing yang kuat sebagai tumpuannya, bila kaki busur terendam bisa menggunakan lantai kendaraan di tengah atau di bawah;
 3. Besarnya beban
Bila bebannya berat digunakan busur rangka;
 4. Panjang bentang
Untuk bentang 80 – 200 m sebaiknya digunakan busur rangka
 5. Estetika dan arsitektural.

Lokasi Penempatan Jembatan

Lokasi yang ideal dalam penempatan jembatan adalah :

1. Tegak lurus bidang sungai
2. Arus sungai yang tenang
3. Bantaran sungai harus lebih tinggi dari Muka Air Tertinggi
4. Lapisan tanah keras di dasar sungai sebaiknya tidak terlalu dalam
5. Approach harus bebas dari halangan, misalnya bukit, tempat suci atau tempat ibadah, pembebasan lahan yang sulit
6. Tidak boleh ada tikungan tajam di approach-nya

Komponen Utama Jembatan

Komponen jembatan terdiri 2 bagian utama:

1. Bangunan Atas
 - Busur
 - Penggantung (*Tied Beam*)
 - Pelat Lantai Kendaraan
 - Gelagar Memanjang dan melintang
 - Ikatan angin
2. Bangunan Bawah
 - Abutmen

- Pondasi

2.2 Jenis-jenis Jembatan Busur

2.2.1 Berdasarkan Letak Lantai Kendaraan

Deck girder atau lantai jembatan termasuk ke dalam struktur bangunan atas (*Super-Structure*). Bagian ini yang berfungsi langsung untuk memikul beban lalu – lintas dan melindungi terhadap keausan. Dan biasanya untuk jembatan lengkung baja konstruksi deck menggunakan pelat dari beton bertulang atau pelat baja *orthotropic*.

Dibawah ini disajikan model jembatan dengan lantai kendaraan di bawah (*Through Arch*), lantai kendaraan di atas (*Deck Arch*) dan lantai kendaraan di tengah (*A Half Through Arch*).

1. *Deck-Arch Bridge* (Jembatan Pelengkung dengan Deck)

Jembatan pelengkung tipe dek merupakan jembatan pelengkung yang sangat sederhana dibandingkan tipe jembatan pelengkung yang lainnya. Jembatan pelengkung tipe dek dapat digunakan pada jarak yang sangat jauh ± 518 m. Jembatan melengkung ini didesain untuk menahan kombinasi gaya aksial dan momen akibat lalu lintas jembatan.



Gambar 2.2. *Deck-arch bridge* (Harlem River Bridge).

2. *Half Trough-Arch Bridge* (Jembatan Pelengkung Menerus)

Jembatan pelengkung menerus konstruksi tipe pelengkung yang berada diatas jalan raya dan lengkung pondasi di bawah jalan raya. Beban jembatan akibat lalu lintas ditahan oleh dek jembatan yang kemudian diteruskan ke bagian utama pelengkung baja

melalui kebel baja yang menghubungkan dek jembatan ke bagian pelengkung utama.



Gambar 2.3. *Half through-arch bridge* (Bayonne Bridge).

3. *Through-Arch Bridge* (Jembatan Pelengkung Mengikat)

Jembatan pelengkung ini adalah salah satu variasi dari tipe jembatan menerus gaya dorong horizontal yang terjadi disalurkan langsung ke pondasi sedangkan pada jembatan yang lainnya secara menerus seperti lateral. Desain dari jembatan pelengkung mengikat berbeda dibandingkan jembatan pelengkung dek dan jembatan pelengkung menerus, karena desain jembatan pelengkung mengikat mendistribusikan gaya dorong horizontal yang diterima ke girder jembatan sehingga pier (pondasi jembatan) pada jembatan mengikat menjadi lebih kecil dibandingkan jembatan tipe pelengkung lainnya.



Gambar 2.4. *Through bridge* (West End Bridge).

2.2.2 Berdasarkan Penampang Busur

Berdasarkan jenis penampang busurnya, konstruksi busur dapat dibagi menjadi :

- a. Dinding Penuh
- b. Box

c. Rangka

2.2.3 Berdasarkan Sistem Strukturnya

1. Jembatan dengan busur kaku

Jika lantai kendaraan hanya berfungsi untuk meneruskan beban ke busur, sehingga busur menerima momen, maka jembatan busur demikian disebut jembatan dengan busur yang kaku.

2. Jembatan dengan busur yang tidak kaku

Jika lantai kendaraan direncanakan sebagai gelagar pengaku yang memikul momen besar, maka jembatan busur demikian disebut jembatan dengan busur yang diperkaku. Gaya utama yang timbul pada busur hanyalah gaya aksial tekan, sehingga ukuran busur menjadi ramping.

3. Jembatan busur dengan batang tarik

Jika reaksi horisontal busur dipikul oleh lantai kendaraan maka jembatan busur demikian disebut jembatan busur dengan batang tarik. Dalam hal ini gelagar utama pemikul lantai kendaraan harus direncanakan memikul momen lentur dan gaya aksial tarik.

Sumber : **RSNI T-03-2005**

2.3 Data Bahan

2.3.1 Beton Bertulang (*Reinforced Concrete*)

1. Umum

Beton adalah material yang disusun dari bahan pengikat dan bahan pengisi. Bahan pengikat meliputi semen dan air serta bahan tambahan lain yang mempunyai sifat karakter pozzolan (fly ash, abu sekam padi trash silica fume dan sebagainya). Bahan pengisi meliputi pasir kerikil atau batu pecah. Bahan lain (admixture) dapat ditambahkan pada campuran beton untuk meningkatkan workability, durability dan waktu pengerasan. Beton mempunyai sifat spesifik dengan kuat tekan yang tinggi, dan kuat tarik yang rendah. Beton dapat retak karena adanya tegangan tarik akibat beban, susut yang tertahan atau perubahan temperatur.

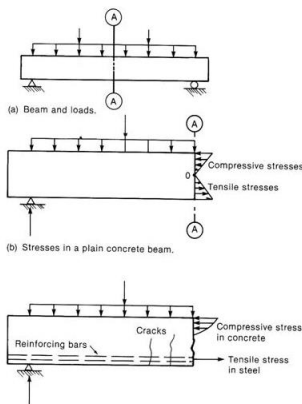
Sedangkan beton bertulang adalah kombinasi dari beton dan baja, dimana baja tulangan memberikan kekuatan tarik yang tidak

dimiliki beton. Baja tulangan juga dapat memberikan tambahan kekuatan tekan pada struktur beton.

2. Mekanisme Struktur Beton Bertulang

Sifat properties utama material beton memiliki kuat tarik yang rendah. Oleh karena itu, material beton perlu dikombinasi dengan material baja bertulang yang mempunyai sifat properties kuat tarik yang tinggi untuk mengatasi tegangan tarik pada penampang struktur.

Untuk menjelaskan maksud diatas, ditunjukkan pada gambar dibawah ini:



Gambar 2.5. Mekanisme beton bertulang.

2.3.2 Baja

Bahan Baja sendiri walaupun dari jenis yang paling rendah kekuatannya, tetap mempunyai perbandingan kekuatan per volume lebih tinggi bila dibandingkan dengan bahan-bahan bangunan lainnya yang umum dipakai, sehingga memungkinkan perencanaan sebuah konstruksi baja bisa mempunyai beban mati yang lebih kecil untuk bentang yang lebih panjang. Sifat-sifat dari baja yang seragam sebagai bahan bangunan maupun dalam bentuk struktur dapat terkendali dengan baik sekali sehingga dapat dihindari berbagai ketidakpastian yang biasa terjadi dalam perencanaan. Disamping itu Baja memiliki sifat Duktilitas, yaitu sifat dari baja

yang dapat mengalami deformasi yang besar di bawah pengaruh tegangan tarik yang tinggi tanpa hancur atau putus, adanya sifat ini membuat struktur baja mampu mencegah terjadinya proses robohnya bangunan secara tiba-tiba. (Amon, Knobloch, and Mazumder, 1999).



Gambar 2.6. Jembatan rangka baja.

1. Kelebihan Baja

- Kekuatan Tinggi

Bahan baja meskipun dari jenis yang paling rendah kekuatannya, tetap memiliki perbandingan per volume lebih tinggi apabila dibandingkan dengan bahan-bahan bangunan lainnya yang umum dipakai. Hal ini memungkinkan perencanaan sebuah konstruksi baja bisa mempunyai beban mati yang lebih rendah untuk bentang yang panjang, sehingga memberikan kelebihan ruang dan volume yang dapat dimanfaatkan akibat langsingnya profil-profil yang dipakai (Amon, Knobloch, and Mazumder, 1999),

- Kemudahan Pemasangan

Semua bagian-bagian dari konstruksi baja bisa dipersiapkan di bengkel, sehingga satu-satunya kegiatan yang dilakukan di lapangan ialah kegiatan pemasangan bagian-bagian konstruksi yang telah disiapkan. (Amon, Knobloch, and Mazumder, 1999),

- Daktilitas

Sifat dari baja yang dapat mengalami deformasi besar dibawah pengaruh tegangan tarik yang tinggi tanpa hancur

atau putus, dengan adanya sifat ini membuat struktur baja mampu mencegah terjadinya proses robohnya bangunan secara tiba-tiba. (Amon, Knobloch, and Mazumder, 1999),

- Elastis

Baja mengikuti hukum Hooke, dimana sampai dengan tegangan cukup tinggi Modulus Elastisitas dari konstruksi baja dapat dihitung dengan tepat tidak sebagaimana pada beton. (Marwan & Isdarmanu, 2006).

2. Sifat Mekanis Baja

Sifat mekanis baja struktural yang digunakan dalam perencanaan harus memenuhi persyaratan minimum yang diberikan pada tabel dibawah ini:

Tabel 2.1. Sifat mekanis baja.

Jenis Baja	Tegangan Putus Minimum fu (Mpa)	Tegangan Leleh Minimum fy (Mpa)	Regangan Minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 51	510	410	13

Sumber: RSNI T-03-2005 pasal 4.4.1

Sifat sifat mekanis lainnya (RSNI T-03-2005 pasal 4.4.1):

Modulus elastisitas (E) = 200000 MPa

Modulus geser (G) = 76923,077 MPa

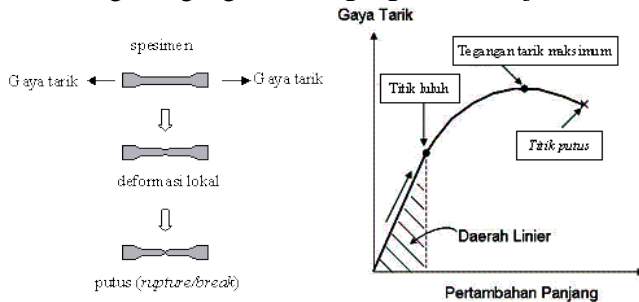
Nisbah poisson (μ) = 0,3

Koefisien pemuaian (α) = $12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

Dimana;

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \mu)} = \frac{200000 \text{ MPa}}{2 \times (1 + 0,3)} = 76923,077 \text{ MPa}$$

3. Hubungan tegangan dan regangan tarik baja



Gambar 2.7. Hubungan tegangan dan regangan tarik baja.

Dari hubungan tegangan-regangan tarik baja, terdapat:

Titik luluh (Yield Point):

Jika material baja terus diberikan tegangan hingga di atas titik luluh, keadaan plastis akan tercapai, dan pada titik ini ketika beban dihilangkan material tidak akan bisa kembali ke bentuk semula. Diatas titik luluh, regangan yang terjadi akan bertambah dengan cepat segera setelah proses peluluhan berhenti. Tegangan yang bekerja pada titik luluh ini dinamakan tegangan luluh (*yield stress*),

Tegangan tarik maksimum (Ultimate Stress):

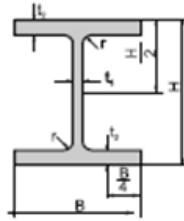
Titik ini dinamakan titik Ultimate stress, yaitu titik dimana tegangan maksimum terjadi, yang didefinisikan sebagai beban terbesar dibagi dengan luas area mula-mula (origin) dari bahan,

Titik Putus (Breaking Point):

Setelah spesimen mencapai titik ultimate, akan terjadi proses necking, yaitu pengecilan luas penampang area. Tegangan kemudian terus berkurang hingga spesimen patah pada titik putus.

4. Profil Baja

Profil baja yang digunakan dalam perencanaan jembatan pelengkung sebenarnya ini menggunakan dua jenis profil baja:



Gambar 2.8. Profil WF.

Profil baja WF merupakan profil baja yang sering digunakan untuk perencanaan konstruksi baja, pada jembatan pelengkung ini direncanakan untuk gelagar melintang, gelagar memanjang, bracing dan konstruksi busur.

2.4 Peraturan-Peraturan yang Digunakan

Peraturan yang digunakan untuk merencanakan jembatan busur ini antara lain:

1. RSNI T-03-2005 “Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan”:
2. SNI 1725-2016 “Standar Pembebanan untuk Jembatan”:
3. RSNI T-12-2004 “Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan”:
4. RSNI 2833 201X “Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa”.

2.5 Pembebanan

2.5.1 Beban Permanen

Beban permanen diatur dalam **SNI 1725-2016 pasal 7**. Beban mati jembatan terdiri dari berat masing-masing bagian struktural dan elemen-elemen non-struktural. Besarnya kerapatan massa dan berat isi untuk berbagai macam bahan diberikan dalam Tabel dibawah ini:

Tabel 2.2. Berat isi untuk beban mati.

No.	Bahan	Berat isi (kN/m ³)	Kerapatan massa (kg/m ³)
1	Lapisan permukaan beraspal (<i>bituminous wearing surfaces</i>)	22,0	2245
2	Besi tuang (<i>cast iron</i>)	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (<i>compacted sand, silt or clay</i>)	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan (<i>rolled gravel, macadam or ballast</i>)	18,8-22,7	1920-2315
5	Beton aspal (<i>asphalt concrete</i>)	22,0	2245
6	Beton ringan (<i>low density</i>)	12,25-19,6	1250-2000
7	Beton $f_c < 35$ MPa	22,0-25,0	2320
	$35 < f_c < 105$ MPa	$22 + 0,022 f_c$	$2240 + 2,29 f_c$
8	Baja (<i>steel</i>)	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras (<i>hard wood</i>)	11,0	1125

Sumber: SNI 1725-2016 Tabel 2

2.5.1.1 Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri dari bagian bangunan adalah berat dari bagian tersebut dan elemen-elemen struktural lain yang dipikulnya. Termasuk dalam hal ini adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non-struktural yang dianggap tetap. Adapun faktor beban yang digunakan untuk berat sendiri dapat dilihat pada Tabel dibawah ini:

Tabel 2.3. Faktor beban untuk berat sendiri.

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MS}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MS}^U)	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,90
	Aluminium	1,00	1,10	0,90
	Beton pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton dicor di tempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

Sumber: SNI 1725-2016 Tabel 3

2.5.1.2 Berat Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen

nonstruktural dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Adapun faktor beban yang digunakan untuk berat tambahan dapat dilihat pada Tabel dibawah ini:

Tabel 2.4. Faktor beban untuk beban mati tambahan.

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MA})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MA}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MA}^U)	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00 ⁽¹⁾	2,00	0,70
	Khusus (terawasi)	1,00	1,40	0,80
Catatan ⁽¹⁾ : Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas				

Sumber: SNI 1725-2016 Tabel 4

2.5.1.3 Beban Akibat Tekanan Tanah (TA)

Koefisien tekanan tanah nominal harus dihitung berdasarkan sifat-sifat tanah. Sifat-sifat tanah (kepadatan, kadar kelembaban, kohesi sudut geser dalam dan lain sebagainya) harus diperoleh berdasarkan hasil pengukuran dan pengujian tanah baik di lapangan ataupun laboratorium.

Tekanan tanah lateral pada keadaan batas kekutan dihitung dengan menggunakan nilai nominal dari γ_s , dan nilai rencana dari c serta ϕ . Nilai nilai rencana dari c dan ϕ diperoleh dari nilai nominal dengan menggunakan faktor reduksi kekuatan. Kemudian tekanan tanah lateral yang diperoleh masih berupa nilai nominal dan selanjutnya dengan faktor beban yang sesuai seperti yang tercantum pada Tabel dibawah ini:

Tabel 2.5. Faktor beban akibat tekanan tanah.

Tipe beban	Faktor beban (γ_{TA})			
	Kondisi Batas Layan (γ_{TA}^S)		Kondisi Batas Ultimit (γ_{TA}^U)	
	Tekanan tanah		Biasa	Terkurangi
Tetap	Tekanan tanah vertikal	1,00	1,25	0,80
	Tekanan tanah lateral			
	- Aktif	1,00	1,25	0,80
	- Pasif	1,00	1,40	0,70
	- Diam	1,00	(1)	
Catatan (1) : Tekanan tanah lateral dalam keadaan diam biasanya tidak diperhitungkan pada keadaan batas ultimit.				

Sumber: SNI 1725-2016 Tabel 5

2.5.2 Beban Lalu Lintas

Pada perencanaan perhitungan beban lalu lintas telah diatur dalam **SNI 1725-2016 pasal 8**, beban lalu lintas terdiri dari; beban lajur (TD), beban truk (TT), gaya rem (TB), dan pembebanan untuk pejalan kaki (TP).

2.5.2.1 Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur “ D “ bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pda jembatan yang ektivaklen dengan suatu iring - iringan kendaraan yang sebenarnya. Beban lajur ” D ” terdiri dari beban tersebar merata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT). Adapun faktor bebannya adalah sebagai berikut:

Tabel 2.6: Faktor beban untuk beban lajur “D”.

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban (γ_{TD})	
		Keadaan Batas Layan (γ_{TD}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{TD}^U)
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

Sumber: SNI 1725-2016 Tabel 12

1. Intensitas Beban “D” (SNI 1725-2016 pasal 8.3.1)

Beban terbagi rata (BTR) mempunyai intensitas q kPa, dimana besarnya q tergantung pada panjang total :

$$L \leq 30 \text{ m} : \quad q = 9.0 \text{ kPa} \quad (2.1)$$

$$L > 30 \text{ m} : \quad q = 9.0 (0.5 + 15/L) \text{ kPa} \quad (2.2)$$

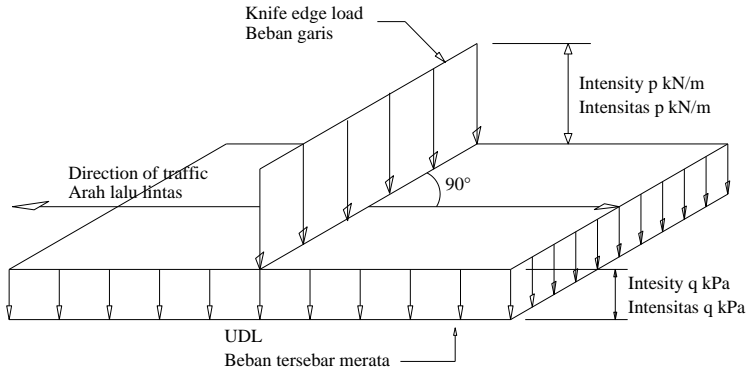
Panjang yang dibebani L adalah panjang total BTR yang bekerja pada jembatan.

Keterangan:

q : intensitas BTR dalam arah memanjang jembatan (kPa)

L : panjang jembatan yang dibebani (meter)

Beban garis: Satu BGT dengan intensitas p kN/m harus ditempatkan tegak lurus dari arah lalu – lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p adalah 49.0 kN/m (SNI 1725-2016 pasal 8.3.1)

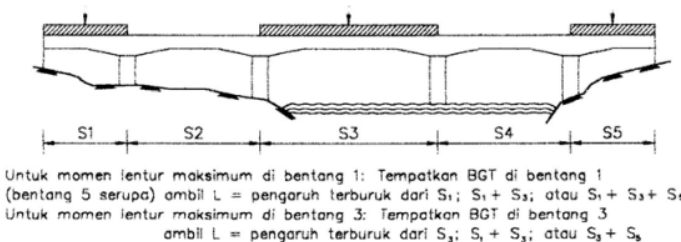


Gambar 2.9. Beban lajur "D".

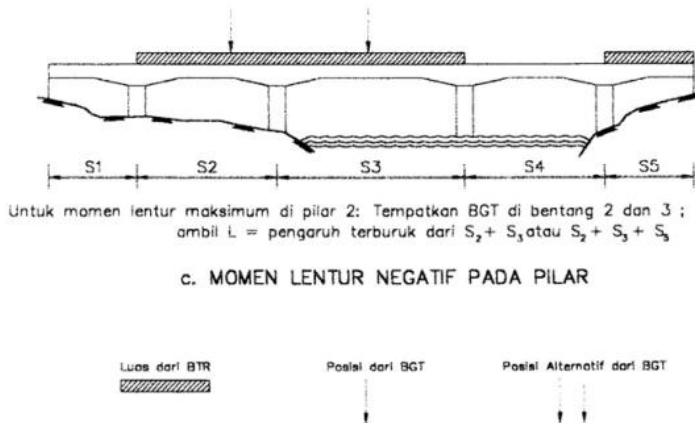
Sumber: SNI 1725-2016 Gambar 24

2. Distribusi beban “D”

Beban “D” harus disusun pada arah melintang sedemikian rupa sehingga menimbulkan momen maksimum, yang dapat dilihat pada gambar dibawah ini (SNI 1725-2016 gambar 25):



a. MOMEN LENTUR POSITIF – BENTANG 1,3,5



Gambar 2.10. Penempatan beban “D” dalam arah memanjang.

Sumber: SNI 1725-2016 Gambar 25

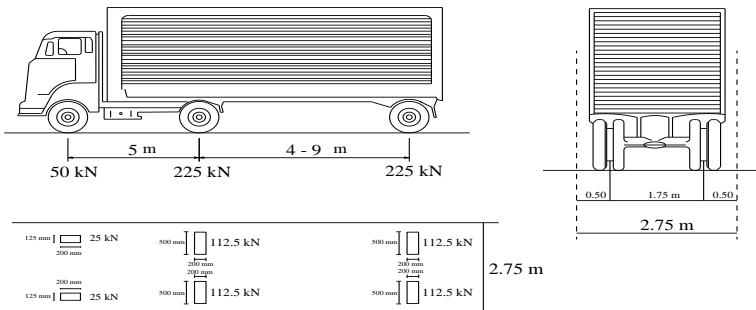
2.5.2.2 Beban Truk “T” (TT)

Beban truck “T” adalah satu kendaraan berat dengan 3 as yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam lajur lalu – lintas rencana. Pembebanan truck “T” terdiri dari kendaraan truck semi trailer yang mempunyai susunan dan berat as. Berat dari masing – masing as disebarakan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 as tersebut antara 4.0 m sampai 9.0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan.. Adapun faktor beban “T” seperti terlihat pada Tabel dibawah ini:

Tabel 2.7. Faktor beban untuk beban “T”.

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban	
		Keadaan Batas Layan (γ_{TT}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{TT}^U)
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

Sumber: SNI 1725-2016 Tabel 13



Gambar 2.11. Pembebanan truk "T" (500 kN).

Sumber: SNI 1725-2016 Gambar 26

2.5.2.3 Faktor Beban Dinamis (FBD)

FBD diatur dalam **SNI 1725-2016 pasal 8.6** Besarnya BGT dari pembebanan lajur "D" dan beban roda dari Pembebanan Truk "T" harus cukup untuk memberikan terjadinya interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan dengan dikali FBD. Besarnya nilai tambah dinyatakan dalam fraksi dari beban statis. FBD ini diterapkan pada keadaan batas daya layan dan batas ultimit. BTR dari pembebanan lajur "D" tidak dikali dengan FBD. Untuk pembebanan "D": FBD merupakan fungsi panjang bentang ekuivalen seperti tercantum dalam **SNI 1725-2016 Gambar 28**. Untuk bentang tunggal panjang bentang ekuivalen diambil sama dengan panjang bentang sebenarnya. Untuk bentang menerus panjang bentang ekuivalen L_E diberikan dengan rumus:

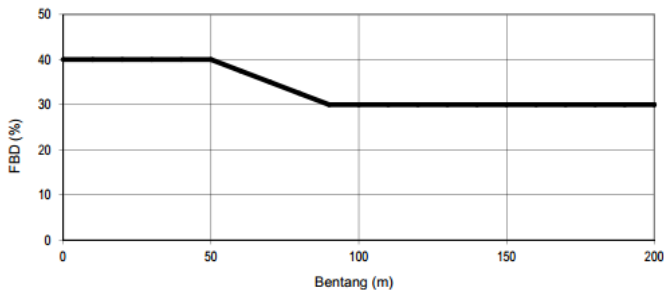
$$L_E = \sqrt{L_{av} L_{max}} \quad (2.3)$$

Keterangan:

L_{av} : panjang bentang rata-rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara menerus

L_{max} : panjang bentang maksimum dalam kelompok bentang yang disambungkan secara menerus

Untuk pembebanan truk "T", FBD diambil 30%. Nilai FBD yang dihitung digunakan pada seluruh bagian bangunan yang berada di atas permukaan tanah. Untuk bagian bangunan bawah dan fondasi yang berada di bawah garis permukaan, nilai FBD harus diambil sebagai peralihan linier dari nilai pada garis permukaan tanah sampai nol pada kedalaman 2 m. Untuk bangunan yang terkubur, seperti halnya gorong-gorong dan struktur baja-tanah, nilai FBD jangan diambil kurang dari 40% untuk kedalaman nol dan jangan kurang dari 10% untuk kedalaman 2 m. Untuk kedalaman antara bisa diinterpolasi linier. Nilai FBD yang digunakan untuk kedalaman yang dipilih harus diterapkan untuk bangunan seutuhnya.



Gambar 2.12: Faktor beban dinamis untuk beban T untuk pembebanan lajur “D”

Sumber: SNI 1725-2016 Gambar 28

2.5.2.4 Gaya Rem (TB)

Gaya rem diatur dalam **SNI 1725-2016 pasal 8.7**, gaya rem harus diambil yang terbesar dari:

1. 25% dari berat gandar truk desain atau,
2. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm diatas permukaan jalan pada masing masing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan. Untuk

jembatan yang dimasa depan akan dirubah menjadi satu arah, maka semua lajur rencana harus dibebani secara simultan pada saat menghitung besarnya gaya rem. Faktor kepadatan lajur yang ditentukan pada **SNI 1725-2016 Pasal 8.4.3** berlaku untuk menghitung gaya rem.

2.5.2.5 Pembebanan untuk Pejalan Kaki (TP)

Berdasarkan **SNI 1725-2016 pasal 8.9**, semua komponen trotoar yang lebih lebar dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas **5 kPa** dan dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan pada masing-masing lajur kendaraan. Jika trotoar dapat dinaiki maka beban pejalan kaki tidak perlu dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan. Jika ada kemungkinan trotoar berubah fungsi di masa depan menjadi lajur kendaraan, maka beban hidup kendaraan harus diterapkan pada jarak 250 mm dari tepi dalam parapet untuk perencanaan komponen jembatan lainnya. Dalam hal ini, faktor beban dinamis tidak perlu dipertimbangkan.

2.5.3 Aksi Lingkungan

Aksi lingkungan diatur dalam **SNI 1725-2016 pasal 9**. Aksi lingkungan memasukkan pengaruh temperatur, angin, banjir, gempa dan penyebabpenyebab alamiah lainnya. Besarnya beban rencana yang diberikan dalam standar ini dihitung berdasarkan analisis statistik dari kejadian-kejadian umum yang tercatat tanpa memperhitungkan hal khusus yang mungkin akan memperbesar pengaruh setempat. Perencana mempunyai tanggung jawab untuk mengidentifikasi kejadian-kejadian khusus setempat dan harus memperhitungkannya dalam perencanaan.

2.5.3.1 Beban Angin

1. Tekanan Angin Horizontal

Tekanan angin yang ditentukan pada pasal ini diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar (V_B) sebesar 90 hingga 126 km/jam. Beban angin harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh

angin. Luas area yang diperhitungkan adalah luas area dari semua komponen, termasuk sistem lantai dan railing yang diambil tegak lurus terhadap arah angin. Arah ini harus divariasikan untuk mendapatkan pengaruh yang paling berbahaya terhadap struktur jembatan atau komponen-komponennya. Luasan yang tidak memberikan kontribusi dapat diabaikan dalam perencanaan. Untuk jembatan atau bagian jembatan dengan elevasi lebih tinggi dari 10000 mm diatas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana, V_{DZ} , harus dihitung dengan persamaan sebagai berikut (SNI 1725-2016 pasal 9.6.1):

$$V_D = 2,5V_o \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right) \quad (2.4)$$

Keterangan:

- V_{DZ} : kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, Z (km/jam)
- V_{10} : kecepatan angin pada elevasi 10000 mm di atas permukaan tanah
atau di atas permukaan air rencana (km/jam)
- V_B : kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi
1000 mm, yang akan menghasilkan tekana
- Z : elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air
dimana beban angin dihitung ($Z > 10000$ mm)
- V_o : kecepatan gesekan angin, yang merupakan karakteristik meteorologi,
sebagaimana ditentukan dalam Tabel 28, untuk berbagai macam tipe
permukaan di hulu jembatan (km/jam)
- Z_o : panjang gesekan di hulu jembatan, yang merupakan karakteristik
meteorologi, ditentukan pada SNI 1725-2016 Tabel 28 (mm)

Tabel 2.8. Nilai V_0 dan Z_0 berdasarkan kondisi lahan.

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub Urban	Kota
V_0 (km/jam)	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	2500

Sumber: SNI 1725-2016 Tabel 28

2. Beban Angin pada Struktur (EW_s)

Arah angin rencana harus diasumsikan horizontal, kecuali ditentukan lain dalam SNI 1725-2016 pasal 9.6.3. Dengan tidak adanya data yang lebih tepat, tekanan angin rencana dalam MPa dapat ditetapkan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad (2.5)$$

Keterangan:

P_B : tekanan angin dasar seperti yang ditentukan dalam SNI 1725-2016

Tabel 2.9. Tekanan angin dasar.

Komponen bangunan atas	Angin tekan (MPa)	Angin hisap (MPa)
Rangka, kolom, dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

Sumber: SNI 1725-2016 Tabel 28

Gaya total beban angin tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/mm pada bidang tekan dan 2,2 kN/mm pada bidang hisap pada struktur rangka dan pelengkung, serta tidak kurang dari 4,4 kN/mm pada balok atau gelagar.

3. Beban Angin Kendaraan (EW_i)

Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan. Kecuali jika ditentukan

didalam pasal ini, jika angin yang bekerja tidak tegak lurus struktur, maka komponen yang bekerja tegak lurus maupun paralel terhadap kendaraan untuk berbagai sudut serang dapat diambil seperti yang ditentukan dalam **SNI 1725-2016 Tabel 31** dimana arah sudut serang ditentukan tegak lurus terhadap arah permukaan kendaraan.

Tabel 2.10. Beban angin yang bekerja pada kendaraan.

Sudut	Komponen tegak lurus	Komponen sejajar
derajat	N/mm	N/mm
0	1,46	0,00
15	1,28	0,18
30	1,20	0,35
45	0,96	0,47
60	0,50	0,55

Sumber: SNI 1725-2016 Tabel 31

2.5.3.2 Pengaruh Gempa

1. Gaya Gempa Horizontal Statis

Jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa. Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respons elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons (R_d) dengan formulasi sebagai berikut (SNI 1725-2016 pasal 9.7):

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \quad (2.6)$$

Keterangan;

E_Q : gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{sm} : koefisien respons gempa elastis

R_d : faktor modifikasi respons

W_t : berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN)

2. Spektrum Respons Gempa (**RSNI 2833:201X**)

Untuk struktur jembatan busur ini beban gempa direncanakan dengan **RSNI 2833:201X** “Perencanaan Jembatan terhadap Beban Gempa”, dengan metode analisa gempa respon spectrum.

Kelas Situs Tanah

Klasifikasi situs pada pasal ini ditentukan untuk lapisan setebal 30 m sesuai dengan yang didasarkan pada korelasi dengan hasil penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium (**RSNI 2833:201X pasal 5.3**)

Dengan nilai N:

$$N = \left(\sum di / \sum \frac{di}{N_i} \right) \quad (2.7)$$

Dimana:

di : Kedalaman (m)

Ni : Nilai N-SPT

Dari nilai N diatas, dapat ditentukan nilai kelas situs tanah, dengan tabel dibawah ini (**RSNI 2833:201X Tabel 2**)

Tabel 2.11. Kelas situs tanah.

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	\bar{N}	\bar{S}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, PI > 20, 2. Kadar air (w) \geq 40%, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah teresementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3m) - Plastisitas tinggi (ketebalan H > 7.5m dengan PI > 75) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan H > 35m		

Catatan : N/A = tidak dapat digunakan

Sumber: RSNI 2833:201X Tabel 2

Menentukan Nilai PGA, Ss dan S1

Untuk menentukan nilai faktor situs ditentukan dengan melihat lokasi dimana jembatan akan dibangun melalui peta gempa (**RSNI 2833:201X pasal 5.2.1 Tabel 1**).

Tabel 2.12. Penjelasan peta gempa 2010.

No	No Gambar	Level Gempa	Keterangan
1	Gambar 1	10% dalam 50 tahun (500 tahun)	Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA)
2	Gambar 2		Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar (S_s)
3	Gambar 3		Peta respons spektra percepatan 1.0 detik di batuan dasar (S_1)
4	Gambar 4	7% dalam 75 tahun (1000 tahun)	Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA)
5	Gambar 5		Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar (S_s)
6	Gambar 6		Peta respons spektra percepatan 1.0 detik di batuan dasar (S_1)

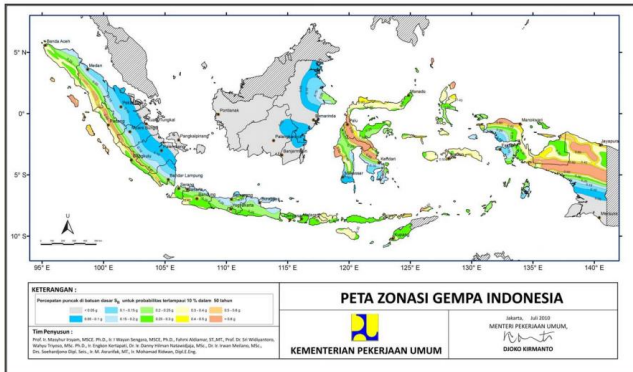
Sumber: RSNI 2833:201X Tabel 1

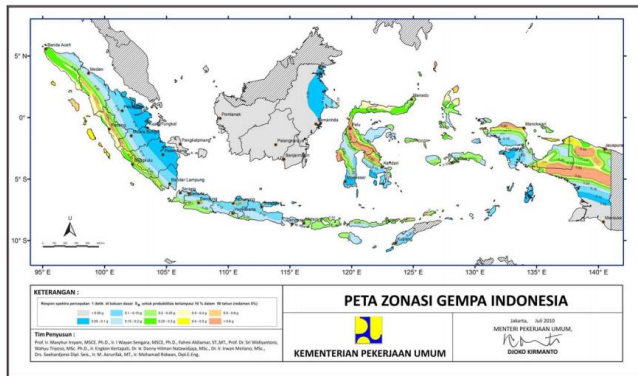
Keterangan:

PGA : percepatan puncak batuan dasar mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010:

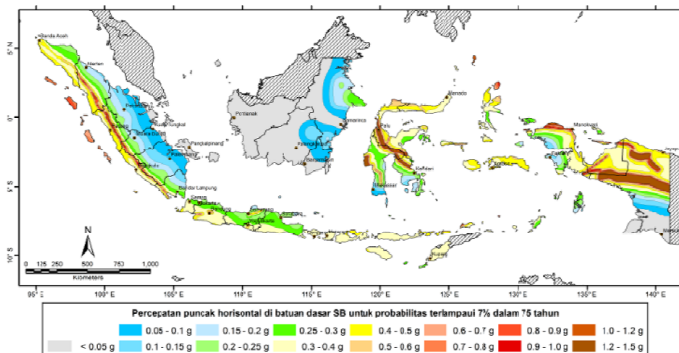
Ss : parameter respons spektral percepatan gempa untuk periode pendek ($T=0.2$ detik) mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010:

S1 : parameter respons spektral percepatan gempa untuk periode 1.0 detik mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010.

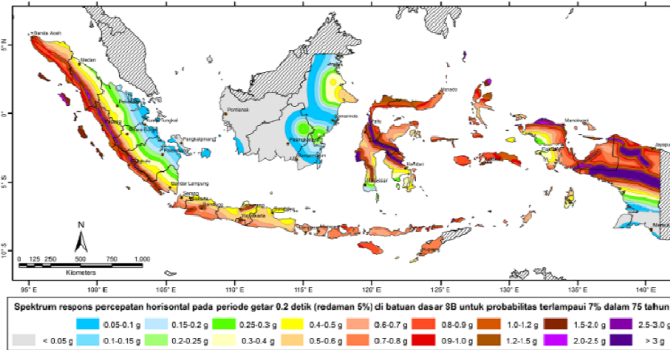




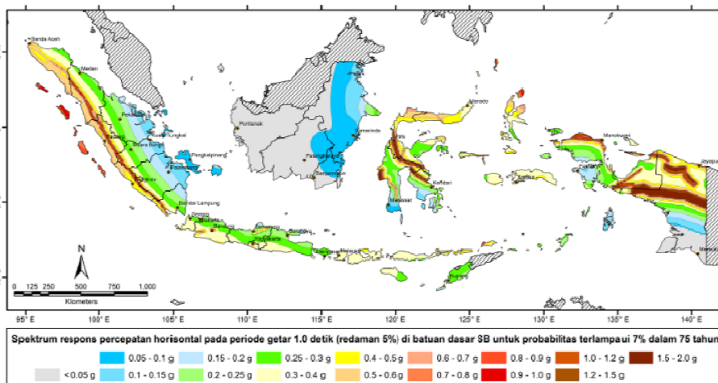
Gambar 2.15: Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun.



Gambar 2.16: Peta percepatan puncak di batuan dasar (pga) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.



Gambar 2.17: Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.



Gambar 2.18: Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.

Menentukan Faktor Situs

Untuk penentuan respons spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi pada periode nol detik, periode pendek ($T = 0,2$ detik) dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode nol detik (F_{PGA}), faktor amplifikasi periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1

detik (Fv). Diatur dalam (RSNI 2833:201X pasal 5.3.2 Tabel 3 dan Tabel 4)

Tabel 2.13: Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik (FPGA/Fa)

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0.25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0.5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0.75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1.0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1.25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Sumber: RSNI 2833:201X Tabel 3

Tabel 2.14: Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv).

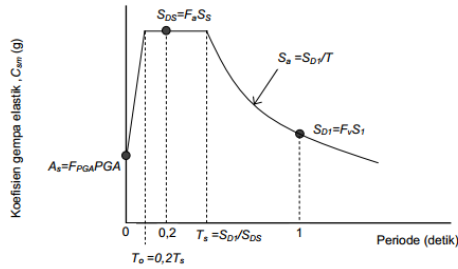
Kelas situs	$S_T \leq 0.1$	$S_T = 0.2$	$S_T = 0.3$	$S_T = 0.4$	$S_T \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Sumber: RSNI 2833:201X Tabel 4

Perhitungan Nilai Spektrum Rencana

Nilai Spektrum rencana diatur **RSNI 2833:201X pasal 5.4.1 dan 5.3.2** dalam Respons spektra adalah nilai yang menggambarkan respons maksimum dari sistem berderajat-kebebasan-tunggal pada berbagai frekuensi alami (periode alami) teredam akibat suatu goyangan tanah. Untuk kebutuhan praktis, maka respons spektra dibuat dalam bentuk respons spektra yang sudah disederhanakan.



Gambar 2.19: Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah.

$$A_s = F_{PGA} \times PGA \quad (2.8)$$

$$S_{Ds} = Fa \times Ss \quad (2.9)$$

$$S_{D1} = Fv \times S1 \quad (2.10)$$

Keterangan:

S_{Ds} : nilai spektra permukaan pada periode pendek ($T = 0,2$ detik),

S_{D1} : nilai spektra permukaan tanah pada periode 1.0 detik.

Koefisien Respon Gempa Elastik

Untuk periode lebih kecil dari T_0 , koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut (RSNI 2833:201X Pers. 11):

$$C_{sm} = (S_{ds} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \quad (2.11)$$

Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 , dan lebih kecil atau sama dengan T_s , respons spektra percepatan, C_{sm} adalah sama dengan S_{Ds} .

Untuk periode lebih besar dari T_s , koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut (RSNI 2833:201X Pers. 12):

$$C_{sm} = \frac{Sd1}{T} \quad (2.12)$$

Dimana:

$$T_o = 0,2 \times \frac{Sd1}{Sds} \quad (2.13)$$

$$T_s = \frac{Sd1}{Sds} \quad (2.14)$$

Dari perencanaan perhitungan diatas akan didapatkan nilai spektrum respons yang nantinya akan diinput melalui program bantu SAP 2000 v.14 untuk perencanaan beban gempa.

2.5.4 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diatur dalam SNI 1725-2016 Tabel 1;

Tabel 2.15: Kombinasi pembebanan

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW ₁	EW ₂	BF	EU _n	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	γ_D	1,8	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_D	1,4	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_D	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_D	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_D	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_D	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,0 0	-	-
Ekstrem II	γ_D	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,0 0	1,0 0
Daya Javan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya Javan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Daya Javan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya Javan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-
Faktor (TD dan TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Catatan : - γ_D dapat berupa $\gamma_{DE}, \gamma_{DW}, \gamma_{DN}, \gamma_{DT}, \gamma_{DL}, \gamma_{DT}$ tergantung beban yang ditinjau
- γ_{EQ} adalah faktor beban hidup kondisi gempa

Sumber: SNI 1725-2016 Tabel 1

Dimana;

Kuat I : Kombinasi pembebanan yang memperhitungkan gaya-gaya yang timbul pada jembatan dalam keadaan normal tanpa memperhitungkan beban angin. Pada keadaan batas ini, semua gaya nominal yang terjadi dikalikan dengan faktor beban yang sesuai.

- Kuat II : Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan penggunaan jembatan untuk memikul beban kendaraan khusus yang ditentukan pemilik tanpa memperhitungkan beban angin.
- Kuat III : Kombinasi pembebanan dengan jembatan dikenai beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.
- Kuat IV : Kombinasi pembebanan untuk memperhitungkan kemungkinan adanya rasio beban mati dengan beban hidup yang besar.
- Kuat V : Kombinasi pembebanan berkaitan dengan operasional normal jembatan dengan memperhitungkan beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.
- Ekstrem I : Kombinasi pembebanan gempa. Faktor beban hidup \square EQ yang mempertimbangkan bekerjanya beban hidup pada saat gempa berlangsung harus ditentukan berdasarkan kepentingan jembatan.
- EkstremII : Kombinasi pembebanan yang meninjau kombinasi antara beban hidup berkurang dengan beban yang timbul akibat tumbukan kapal, tumbukan kendaraan, banjir atau beban hidrolika lainnya, kecuali untuk kasus pembebanan akibat tumbukan kendaraan (TC). Kasus pembebanan akibat banjir tidak boleh dikombinasikan dengan beban akibat tumbukan kendaraan dan tumbukan kapal
- Layan I : Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan operasional jembatan dengan semua beban mempunyai nilai nominal serta memperhitungkan adanya beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam. Kombinasi ini juga digunakan untuk mengontrol lendutan pada goronggorong baja, pelat pelapis terowongan, pipa termoplastik serta untuk mengontrol lebar retak struktur beton

bertulang; dan juga untuk analisis tegangan tarik pada penampang melintang jembatan beton segmental. Kombinasi pembebanan ini juga harus digunakan untuk investigasi stabilitas lereng.

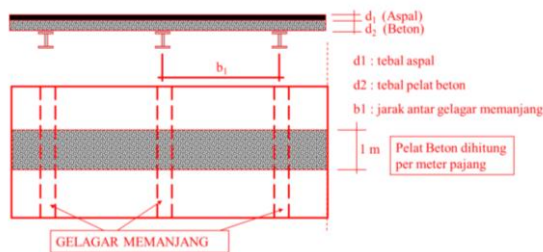
Layan II : Kombinasi pembebanan yang ditujukan untuk mencegah terjadinya pelelehan pada struktur baja dan selip pada sambungan akibat beban kendaraan.

Layan III : Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada arah memanjang jembatan beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak dan tegangan utama tarik pada bagian badan dari jembatan beton segmental.

Layan IV : Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada kolom beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak.

2.6 Dasar Perencanaan Bangunan Atas

2.6.1 Dasar Perencanaan Pelat Lantai



Gambar 2.20: Perencanaan pelat lantai

Dalam merencanakan pelat lantai beton mengacu pada **RSNI T-12-2004** “Struktur Jembatan Beton” dan **SNI 1725-2016** untuk perencanaan pembebanan pada pelat lantai.

1. Tebal Pelat Lantai Kendaraan

Pelat lantai yang berfungsi sebagai lantai kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum t_s , yang memenuhi dua ketentuan (RSNI T-12-2004 pasal 5.5.2):

$$t_s > 200 \text{ mm} \quad (2.15)$$

$$t_s > (100 + 40 b_1) \text{ mm} \quad (2.16)$$

Keterangan:

t_s : tebal pelat rencana (mm)

2. Rasio Penulangan Pelat Lantai

Rasio penulangan pelat lantai beton diatur pada RSNI T-12-2004 pasal 2.4.

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.17)$$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_{c'}}{f_y} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] \quad (2.18)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b \quad (2.19)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} \quad (2.20)$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d \times x^2} \quad (2.21)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \quad (2.22)$$

Keterangan:

R_n : besaran ketahanan atau kekuatan nominal dari penampang komponen struktur.

ρ_{min} : Rasio tulangan minimum

ρ_{max} : Rasio tulangan maksimum

ρ : Rasio tulangan perlu

3. Penulangan Pelat Lantai

Tulangan minimum harus dipasang untuk menahan tegangan tarik utama sebagai berikut (RSNI T-12-2004 pasal 5.5:

Plat lantai yang ditumpu kolom:

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{1,25}{f_y} \quad (2.23)$$

Plat lantai yang ditumpu balok atau dinding:

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{1,0}{f_y} \quad (2.24)$$

Plat telapak:

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{1,0}{f_y} \quad (2.25)$$

Keterangan:

- A_s : Luas tulangan tarik non-prategang (mm^2)
 b : Lebar muka tekan komponen struktur (mm)
 d : Jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik non-prategang (mm)
 f_y : Kuat leleh baja (MPa)

4. Penyebaran Tulangan untuk Pelat Lantai (Tulangan Susut)

Tulangan harus dipasang pada bagian bawah dengan arah menyilang terhadap tulangan pokok. Kecuali bila analisis yang lebih teliti dilaksanakan, jumlah tulangan diambil sebagai presentasi dari tulangan pokok yang diperlukan untuk momen positif sebagai berikut (RSNI T-12-2004 pasal 5.5):

Tulangan pokok searah lalu lintas

$$\text{Presentase} = \frac{55}{\sqrt{l}} \text{ (maksimal 50\%, minimal 30\%)}$$

Tulangan pokok tegak lurus lalu lintas

$$\text{Presentase} = \frac{100}{\sqrt{l}} \text{ (maksimal 50\%, minimal 30\%)}$$

Dengan adanya tulangan pokok yang tegak lurus arah lalu lintas, jumlah penyebaran tulangan dalam seperempat bentang bagian luar dapat dikurangi dengan maksimum 50%.

5. Kontrol Kekuatan Penampang

Kemampuan penampang harus direncanakan untuk memenuhi ketentuan sebagai berikut:

$$Mn_{\text{aktual}} \geq \phi Mn \quad (2.26)$$

Dimana:

$$Mn_{\text{aktual}} = As \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.27)$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot bw} \quad (2.28)$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} \quad (2.29)$$

Keterangan:

Mn_{aktual} = Momen aktual yang terjadi (kNm)

Mn = Momen Nominal (kNm)

6. Kontrol Geser Pons

Kontrol geser pons berkaitan dengan penentuan tebal pelat lantai kendaraan. Perencanaan pelat lantai yang berfungsi sebagai jalan kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum. Analisis dimensi yang digunakan pelat pada bentang tepi dan bentang tengah adalah sama karena jarak bentang pelat antara pusat tumpuan sama. Dalam menentukan tebal pelat yang dipakai maka dilakukan kontrol terhadap geser pons akibat pembebanan roda pada posisi yang berbeda (seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.21).

direncanakan untuk dua pembebanan rencana daya layan yaitu $w = 0,75 \text{ KN/m}$. Beban-beban tersebut bekerja secara bersamaan dalam arah menyilang dan vertikal pada masing-masing sandaran.

$$w = 0,75 \text{ kN/m'}$$

2. Rasio Penulangan Tiang Sandaran

Rasio penulangan pelat lantai beton diatur pada RSNI T-12-2004 pasal 2.4.

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.33)$$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_{c'}}{f_y} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] \quad (2.34)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b \quad (2.35)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} \quad (2.36)$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d \times x^2} \quad (2.37)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \quad (2.38)$$

Keterangan:

ρ_{min} = Rasio tulangan minimum

ρ_{max} = Rasio tulangan maksimum

3. Perhitungan Tulangan Geser (RSNI T-12-2004 pers. 5.2-3)

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'c}}{6} \right) b_w \times d \quad (2.39)$$

Keterangan:

V_c = Geser yang terjadi (kN)

$f'c$ = Kuat tarik beton (MPa)

b_w = lebar balok (mm)

d = lebar efektif (mm)

Apabila $V_u < 0,5\phi VC$ maka tidak perlu dipasang tulangan geser. Akan tetapi untuk menambah stabilitasnya, maka dipasang sengkang praktis $\emptyset 10-200$.

4. Kontrol Jarak Tulangan

$$s = \frac{b_w - 2h_{selimut} - 2\phi_{sengkang} - n\phi_{tulanganutama}}{n-1} \quad (2.40)$$

Keterangan:

s = Jarak antar tulangan (mm)
n = Jumlah tulangan (buah)

5. Kontrol Kemampuan Penampang

Kemampuan penampang harus direncanakan untuk memenuhi ketentuan sebagai berikut:

$$Mn_{aktual} \geq \emptyset Mn \quad (2.41)$$

Dimana:

$$Mn_{aktual} = As \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.42)$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c' \cdot bw} \quad (2.43)$$

$$Mn = \frac{Mu}{\emptyset} \quad (2.44)$$

Keterangan:

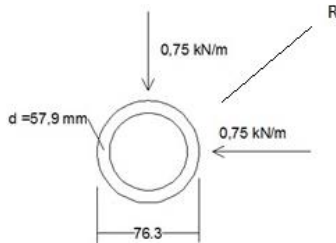
Mn_{aktual} = Momen aktual yang terjadi (kNm)

Mn = Momen Nominal (kNm)

2.6.3 Dasar Perencanaan Pipa Sandaran

1. Pembebanan dan Perhitungan Gaya Dalam

Menurut RSNI T-02-2005 pasal 12.5, tiang sandaran menerima beban sebesar 0,75 kN/m pada arah horizontal dan arah vertikal.



Gambar 2.23. Pipa sandaran.

Resultan Gaya

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} \quad (2.45)$$

Momen yang terjadi pada pipa sandaran

$$R = \frac{1}{2} \times R \times Ls \quad (2.46)$$

$$Mu = \frac{1}{8} \times R \times Ls^2 \quad (2.47)$$

Gaya geser yang terjadi pada pipa sandaran

$$D = \frac{1}{2} \times R \times Ls \quad (2.48)$$

2. Kontrol Terhadap Bahan dan Tegangan yang Ada (ASD)

Terhadap lendutan

$$\frac{5 \times qh \times I^4}{384EI} < \frac{l}{180} \quad (2.49)$$

Dimana:

qh : Beban hidup yang terjadi (kN)

I : Momen inersia (mm⁴)

E : Modulus elastisitas

Terhadap Momen

Pipa sandaran harus memenuhi ketentuan sebagai berikut:

$$\sigma < \sigma \text{ ijin} \quad (2.50)$$

Dimana:

$$\sigma_u = \frac{Mu}{w} \quad (2.51)$$

Terhadap geser

Pipa sandaran harus memenuhi ketentuan sebagai berikut:

$$\tau < \tau_{\text{ijin}} \quad (2.52)$$

$$\tau = \frac{D \times S}{l} \quad (2.53)$$

$$\tau_{\text{ijin}} = 0,85 \times \sigma_{\text{ijin}} \quad (2.54)$$

2.6.4 Dasar Perencanaan Busur

Keseluruhan bagian pelengkung menerima tekan, dan gaya tekan ini ditransfer ke abutmen dan ditahan oleh tegangan tanah dibawah pelengkung. Tanpa gaya tarik yang diterima oleh pelengkung memungkinkan jembatan pelengkung bisa dibuat lebih panjang dari jembatan balok dan bisa menggunakan material yang tidak mampu menerima tarik dengan baik seperti beton (Manual Pemeliharaan Jembatan Pelengkung Baja, 2011).

1. Perencanaan Tinggi Lengkung Busur

Perencanaan tinggi awal busur maksimal, harus memenuhi ketentuan dibawah ini;

$$\text{Tinggi busur} = \frac{1}{6} \leq \frac{f}{L} \leq \frac{1}{5} \quad (2.55)$$

Dimana:

f : tinggi busur jembatan (m)

L : panjang bentang jembatan (m)

Perencanaan Batang Lengkung

Panjang lengkung setiap segmennya dihitung menggunakan rumus pitagoras dibawah ini:

$$\Delta S_n = \sqrt{\Delta Y^2 + \Delta X^2} \quad (2.56)$$

Dimana:

ΔS_n : panjang lengkung tiap segmen (m)

- Y : beda tinggi antar koordinat Y pada tiap segmen (m)
 X : koordinat X (m)

2. Perencanaan Batang Tekan

Keseluruhan komponen struktur batang pelengkung mengalami gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor, Nu, harus memenuhi persyaratan sebagai berikut (RSNI T-03-2005 pasal 6.1 dan 6.2):

$$Nu < \phi N_n \quad (2.57)$$

Dimana:

$$N_n = \frac{0,88}{\lambda_c^2} A_g \times f_y \quad (2.58)$$

Untuk, $\lambda_c > 1,5$ maka menggunakan rumus:

$$N_n = (0,66^{\lambda_c^2}) \times A_g \times f_y \quad (2.59)$$

Untuk, $\lambda_c < 1,5$ maka menggunakan rumus:

Dimana;

$$\lambda_c = \frac{L_k}{r\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (2.60)$$

$$L_k = k_c \cdot L \quad (2.61)$$













$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (2.62)$$

Keterangan:

- A_g : luas penampang bruto, dinyatakan dalam milimeter, (mm):
 f_y : tegangan leleh, dinyatakan dalam Mega Pascal, (MPa):
 λ_c : parameter kelangsingan

k_c : faktor panjang tekuk untuk komponen struktur jembatan rangka dapat pada Gambar dibawah ini. L adalah panjang teoritis kolom, dinyatakan dalam milimeter, (mm): (RSNI T-03-2005 Tabel 3).

Tabel 2.16: Faktor panjang efektif

	Kolom Tak Bergoyang			Kolom Bergoyang		
Bentuk tekuk						
Faktor panjang efektif (k)	0.70	0.85	1.00	1.2	2.2	2.2
Simbol untuk keadaan penahan ujung	 = Rotasi terjepit, translasi terjepit	 = Rotasi bebas, translasi terjepit	 = Rotasi terjepit, translasi bebas	 = Rotasi terjepit, translasi bebas	 = Rotasi bebas, translasi terjepit	 = Rotasi bebas, translasi bebas

Sumber: RSNI-T-03-2005 Gambar 3

E : Modulus elastisitas bahan baja, dinyatakan dalam MPa

ϕ : Faktor reduksi (RSNI T-03-2005 Tabel 3)

N_u : kuat tekan nominal komponen struktur tekan yang dinyatakan dalam Newton (N).

Kuat tekan nominal akibat tekuk-lentur, N_n , dari komponen struktur tekan dengan elemen-elemen penampangnya mempunyai rasio lebar-tebal, λ_r , lebih kecil dari yang ditentukan dalam **RSNI T-03-2005 Tabel 4**, ditentukan sebagai berikut:

Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal

Kelangsingan elemen penampang (lihat RSNI T-03-2005 Tabel 4) $< \lambda_r$ (RSNI T-03-2005 pasal 6.1-2a)

Tabel 2.17: Perbandingan lebar terhadap tebal untuk elemen tertekan.

Jenis Elemen		λ	Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal	
			λ_p (kompak)	λ_r (tak-kompak)
Elemen tanpa pengaku	Pelat sayap balok-I dan kanal dalam lentur	b/t	$\frac{170}{\sqrt{f_y}}$ [c]	$\frac{370}{\sqrt{f_y - f_r}}$ [e]
	Pelat sayap balok-I hibrida atau balok tersusun yang di las dalam lentur	b/t	$\frac{170}{\sqrt{f_{yf}}}$	$\frac{420}{\sqrt{(f_{yf} - f_r)/k_e}}$ [e][f]
	Pelat sayap dari komponen-komponen struktur tersusun dalam tekan	b/t	-	$\frac{290}{\sqrt{f_y} / k_e}$ [f]
	Sayap bebas dari profil siku kembar yang menyatu pada sayap lainnya, pelat sayap dari komponen struktur kanal dalam aksial tekan, profil siku dan pelat yang menyatu dengan balok atau komponen struktur tekan	b/t	-	$\frac{250}{\sqrt{f_y}}$
	Sayap dari profil siku tunggal pada penyokong, sayap dari profil siku ganda dengan pelat kopel pada penyokong, elemen yang tidak diperkaku, yaitu yang ditumpu pada salah satu sisinya.	b/t	-	$\frac{200}{\sqrt{f_y}}$
	Pelat badan dari profil T	d/t	-	$\frac{335}{\sqrt{f_y}}$

Sumber: RSNI-T-03-2005 Tabel 4

Tabel 2.18: Perbandingan lebar terhadap tebal untuk elemen tertekan (Lanjutan).

Jenis Elemen		λ	Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal	
			λ_p (kompak)	λ_r (tak-kompak)
Elemen dengan Pengaku	Pelat sayap dari penampang persegi panjang dan bujursangkar berongga dengan ketebalan seragam yang dibebani lentur atau tekan; pelat penutup dari pelat sayap dan pelat diafragma yang terletak di antara baut-baut atau las	b/t	$\frac{500}{\sqrt{f_y}}$	$\frac{625}{\sqrt{f_y}}$
	Bagian lebar yang tak terkekang dari pelat penutup berlubang [b]	b/t	-	$\frac{830}{\sqrt{f_y}}$
	Bagian-bagian pelat badan dalam tekan akibat lentur [a]	h/t_w	$\frac{1.680}{\sqrt{f_y}} [c]$	$\frac{2.550}{\sqrt{f_y}} [g]$
	Bagian-bagian pelat badan dalam kombinasi tekan dan lentur	h/t_w	Untuk $\frac{N_u}{\phi_b N_y} \leq 0,125 [c]$ $\frac{1.680}{\sqrt{f_y}} \left(1 - \frac{2,75 N_u}{\phi_b N_y} \right)$ Untuk $\frac{N_u}{\phi_b N_y} > 0,125 [c]$ $\frac{500}{\sqrt{f_y}} \left(2,33 - \frac{N_u}{\phi_b N_y} \right) \geq \frac{665}{\sqrt{f_y}}$	$\frac{2.550}{\sqrt{f_y}} \left(1 - \frac{0,74 N_u}{\phi_b N_y} \right) [g]$
	Elemen-elemen lainnya yang diperkaku dalam tekan murni; yaitu dikekang sepanjang kedua sisinya.	b/t h/t_w	-	$\frac{665}{\sqrt{f_y}}$
	Penampang bulat berongga • Pada tekan aksial • Pada lentur	D/t	[d] - 14.800/ f_y	22.000/ f_y 62.000/ f_y

Sumber: RSNI-T-03-2005 Tabel 4

2.6.5 Batang Penggantung (*Tied Beam*)

Batang penggantung merupakan konstruksi penggantung antara konstruksi lantai kendaraan dengan konstruksi pemikul yang berupa busur. Panjang dari batang penggantung dicari dengan menggunakan pendekatan persamaan sumbu geometrik busur.

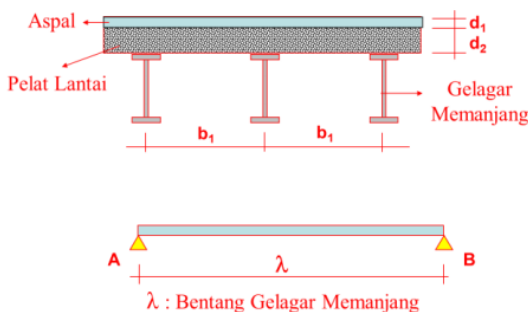
$$Y_n = \frac{4 \times f \times \lambda \times (L - \lambda)}{L^2} \quad (2.63)$$

Dimana:

- f : tinggi busur (m)
- λ : Jarak antar penggantung (m)
- L : Jarak total jembatan (m)
- Y_n : tinggi tiap busur (m)

2.6.6 Dasar Perencanaan Gelagar Memanjang

Pada jembatan terdapat gelagar memanjang yang berfungsi untuk menyalurkan beban lalu lintas ataupun pejalan kaki. Material yang digunakan adalah material baja profil WF. Dalam perencanaannya balok harus memenuhi persyaratan kontrol, yang berdasarkan pada RSNI T-03-2005 “Perencanaan Jembatan Struktur Baja” dan perhitungan pembebanannya menggunakan SNI 1725-2016.



Gambar 2.24: Gaambar potongan gelagar memanjang.

1. Kontrol Dimensi Balok

Balok balok direncanakan untuk menahan gaya gaya momen dan geser. Pengelompokkan balok balok didasarkan pada kebutuhan tahanan gaya momen dan geser maksimal hasil dari kombinasi beban perhitungan manual ataupun dari program bantu SAP 2000 v.14.

2. Syarat Perhitungan Gelagar Memanjang

Syarat yang harus dipenuhi untuk balok dengan pengaku, maka sesuai dengan **RSNI T-03-2005 pasal 7.7.4.**

3. Kuat Nominal Lentur Penampang Tekuk Lokal

Momen nominal penampang untuk:

Penampang Kompak ($\lambda \leq \lambda_p$) (RSNI T-03-2005 pasal 7.2.3)

$$M_n = M_p \quad (2.64)$$

Penampang tidak kompak ($\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$)

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \quad (2.65)$$

Penampang tidak kompak ($\lambda \geq \lambda_r$) (RSNI T-03-2005 pasal 7.2.5)

$$M_n = M_r (\lambda_r / \lambda)^2 \quad (2.66)$$

Keterangan:

M_p : momen lentur yang menyebabkan seluruh penampang mengalami tegangan leleh disebut juga momen lentur plastis, dinyatakan dalam newton milimeter (N-mm).

M_r : momen batas tekuk, M_{cr} , jika $\lambda = \lambda_r$, dinyatakan dalam newton milimeter (N-mm):

λ : parameter kelangsingan:

λ_r : batas maksimum parameter kelangsingan untuk penampang tidak kompak:

λ_p : batas maksimum parameter kelangsingan untuk penampang kompak.

4. Cek Tekuk Lokal pada Penampang

Cek kelangsingan Sayap (RSNI T-03-2005 pasal 6.1-2a)

$$\lambda < \lambda_p \quad (2.67)$$

$$\frac{h}{tw} < \frac{1680}{\sqrt{fy}} \quad (2.68)$$

Cek kelangsingan Badan (RSNI T-03-2005 pasal 6.1-2a)

$$\lambda < \lambda_p \quad (2.69)$$

$$\frac{b}{2tf} < \frac{170}{\sqrt{290}} \quad (2.70)$$

Keterangan:

- λ : Parameter kelangsingan:
 λ_r : Batas maksimum parameter kelangsingan untuk penampang tidak kompak:
 h : Tinggi profil (mm)
 tw : Tebal penampang badan (mm)
 b : Lebar sayap (mm)
 tf : Tebal sayap (mm)

5. Cek Momen Nominal Pengaruh Tekuk Nominal

Momen aktual harus memenuhi persyaratan berikut ini (RSNI T-03-2005 pasal 7.1.4):

$$\mu \leq \phi M_n \quad (2.71)$$

Dimana:

Untuk, Bentang Pendek ($L \leq L_p$) (RSNI T-03-2005 pasal 7.3.3)

$$M_n = M_p \quad (2.72)$$

Untuk, Penampang tidak kompak ($L_p \leq L \leq L_r$) (RSNI T-03-2005 pasal 7.3.4)

$$M_n = C_b \left[M_p + (M_p - M_r) \frac{(L - L_p)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p \quad (2.73)$$

Penampang tidak kompak ($L \geq L_r$) (RSNI T-03-2005 pasal 7.2.5)

$$M_n = M_{cf} \leq M_p \quad (2.74)$$

Dimana:

$$L_p = 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.75)$$

$$f_L = f_y - f_r \quad (2.76)$$

$$L_r = r_y \left[\frac{x_1}{f_L} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_2 f L^2}} \quad (2.77)$$

Keterangan:

Mu : momen ultimate (Nm)

Mn : momen nominal (Nm)

L : Jarak antar pengekang (mm)

ry : jari-jari girasi pada sumbu-y, dinyatakan dalam milimeter, (mm).

6. Cek Tahanan Geser

Kuat Geser Nominal (RSNI T-03-2005 pasal 7.8)

Kuat geser nominal (V_n) pelat badan harus diambil seperti yang ditentukan di bawah ini:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (2.78)$$

Dimana:

$$V_n = 0,6 \times f_y \times A_w \quad (2.79)$$

Apabila:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{K_n E}{f_y}} \quad (2.80)$$

$$K_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (2.81)$$

Atau:

$$V_n = 0,36 \times f_y \times A_w \quad (2.82)$$

Apabila:

$$1,10 \sqrt{\frac{K_n E}{f_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{K_n E}{f_y}} \quad (2.83)$$

$$K_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (2.84)$$

Keterangan:

V_u : gaya geser terfaktor, dinyatakan dalam newton, (N);

\emptyset : faktor reduksi sesuai (RSNI T-03-2005 Sub-pasal 4.5-2);

V_n : kuat geser nominal pelat badan berdasarkan Sub-pasal (RSNI T-03-2005 7.8.2), dinyatakan dalam newton, (N).

7. Interaksi geser lentur

Gelagar harus direncanakan untuk memikul kombinasi lentur dan geser yaitu (RSNI T-03-2005 pers. 7.9-3):

$$\frac{M_u}{\emptyset M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\emptyset V_n} \leq 1,375 \quad (2.85)$$

Keterangan:

V_n : kuat geser nominal pelat badan berdasarkan Sub-pasal (RSNI T-03-2005 7.8.2), dinyatakan dalam newton, (N).

M_n : kuat lentur nominal balok (lihat RSNI T-02-2005 pasal 7.2 & 7.3, atau 7.4), dinyatakan dalam newton milimeter (N-mm).

8. Lendutan

Lendutan harus memenuhi persyaratan sebagai berikut (RSNI T-03-2005 pasal 7.8.-1):

$$\Delta_o \leq \Delta \quad (2.86)$$

Dimana:

$$\Delta = \frac{1}{1000} \lambda \quad (2.87)$$

$$\Delta_o = \frac{L}{384} \times \frac{qL\lambda^4}{EIx} + \frac{1}{48} \times \frac{pL^3}{EIx} \quad (2.88)$$

Keterangan:

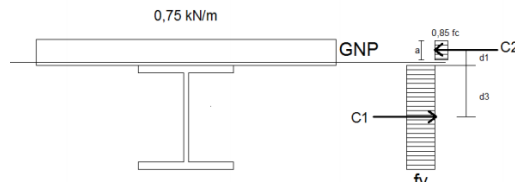
Δ_o : Lendutan yang terjadi (mm)
 Δ : Lendutan ijin (mm)

2.6.7 Dasar Perencanaan Gelagar Melintang

Perencanaan gelagar melintang hampir sama dengan perencanaan gelagar memanjang, akan tetapi gelagar melintang berfungsi sebagai balok komposit dengan pelat lantai beton, maka untuk perencanaanya direncanakan dengan perhitungan balok komposit.

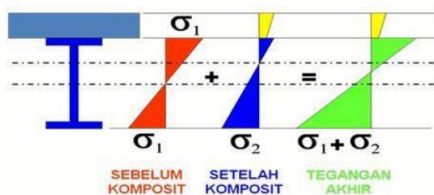
1. Lebar Efektif Material Komposit

Gelagar memanjang berfungsi sebagai material komposit dengan pelat beton, yang diperlukan untuk menghitung lebar efektif beton:



Gambar 2.25: Lebar efektif material komposit

2. Distribusi Tegangan



Gambar 2.26. Distribusi tegangan.

Suatu profil dengan dimensi b (lebar) dan h (tinggi) mendapati beban mati dan hidup diatasnya maka didalam profil tersebut akan timbul gaya dalam,

Akibat gaya dalam tersebut timbul tegangan:

- Akibat beban N, maka timbul tegangan normal (σ_n)
- Akibat beban M, maka timbul tegangan lentur (σ_L)
- Akibat beban D, timbul tegangan geser (τ)

Dengan catatan,

Tegangan yang terjadi harus \leq Tegangan yang diijinkan dari bahan.

2.6.8 Dasar Perencanaan Ikatan Angin

Untuk satu titik simpul pada sisi yang terkena beban, menerima beban P yang besarnya diambil dari beban E_w (beban angin) untuk masing-masing titik simpul. Kemudian masing-masing beban dimasukkan pada analisa SAP 2000 v.14.

Ikatan angin yang kuat harus memiliki persyaratan menurut **RSNI T-03-2005 pasal 9.6.1:**

- Semua beban dan pengaruh beban yang dihitung dapat disalurkan pada struktur pendukung.
- Sokongan tersedia pada semua titik buhul, konsisten dengan anggapan yang dipergunakan dalam penentuan panjang efektif batang tekan.
- Sokongan tersedia pada setiap titik dimana gaya tekan bekerja pada batang diagonal dan/atau vertikal, akibat perubahan arah batang tepi (tanpa memperdulikan apakah batang tersebut batang tarik atau tekan).

Dalam ikatan angin atas/ bawah gaya yang bekerja adalah gaya aksial, karena momen *di release*, di program bantu SAP 2000 v.14, oleh diperhitungkan syarat kuat tarik dan tekan yang mengacu pada **RSNI T-03-2005 pasal 5 dan 6.**

1. Perencanaan Batang Tarik

Komponen struktur yang memikul gaya tarik aksial terfaktor, N_u , harus memenuhi nilai terkecil dari ϕN_n (RSNI T-03-2005 pers. 5.1 – 5.2):

$$N_u < \phi N_n \quad (2.89)$$

Dimana:

Untuk, Kontrol Kuat Tarik Nominal Bruto

$$\phi N_n = \phi \times f_y \times A_g \quad (2.90)$$

Untuk, Kontrol Kuat Tarik Nominal (Penampang efektif)

$$\phi N_n = \phi \times f_u \times A_e \quad (2.91)$$

Dengan:

$$A_e = A_n U$$

$$A_n = \text{Luas Bruto} - \text{Luasan lubang baut penampang (mm}^2\text{)}$$

$$U = \text{adalah faktor reduksi, dengan } x = \text{eksentrisitas sambungan} = 1 - \left(\frac{x}{L}\right) < 0,90$$

Keterangan:

N_n : Kuat Tarik Nominal (N);

f_y : adalah tegangan leleh, dinyatakan dalam Mega Pascal (MPa);

f_u : adalah tegangan tarik putus, dinyatakan dalam Mega Pascal (MPa).

Kuat Tarik Nominal Penampang Berdasarkan Faktur dan *rupture*

Kuat geser ruptur nominal:

$$N_n = 0,6 \times A_{ev} \times f_u \quad (2.92)$$

Kuat tarik ruptur nominal:

$$N_n = A_{et} \times f_u \quad (2.93)$$

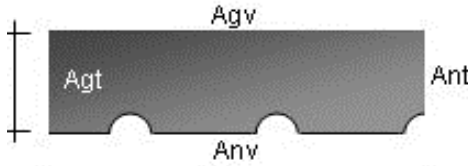
Kuat tarik dan geser ruptur nominal:

Untuk, $A_{et} f_u > 0,6 A_{ev} f_u$

$$N_n = 0,6 A_{gv} f_y + A_{et} f_u \quad (2.94)$$

Untuk, $A_{et} f_u < 0,6 A_{ev} f_u$

$$N_n = 0,6 A_{nv} f_u + A_{gt} f_y \quad (2.95)$$



Gambar 2.27. Penampang batang tarik.

Dimana:

- A_g : adalah luas penampang bruto, dinyatakan dalam milimeter per segi, (mm^2):
 A_{gt} : adalah luas penampang bruto terhadap tarik, dinyatakan dalam milimeter per segi, (mm^2):
 A_{gv} : adalah luas penampang bruto terhadap geser, dinyatakan dalam milimeter per segi, (mm^2):
 A_{et} : adalah luas penampang efektif terhadap tarik, dinyatakan dalam milimeter persegi, (mm^2):
 A_{ev} : adalah luas penampang efektif terhadap geser, dinyatakan dalam milimeter persegi, (mm^2):
 f_y : adalah tegangan leleh, dinyatakan dalam Mega Pascal (MPa):
 f_u : adalah tegangan tarik putus, dinyatakan dalam Mega Pascal (MPa)

2. Perencanaan Batang Tekan

Keseluruhan komponen struktur ikatan angin yang mengalami gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor, N_u , harus memenuhi persyaratan sebagai berikut (RSNI T-03-2005 pers. 6.1-6.2):

$$N_u < \phi N_n \quad (2.96)$$

Dimana:

$$N_n = \frac{0,88}{\lambda c^2} A_g \times f_y \quad (2.97)$$

Untuk, $\lambda c > 1,5$ maka menggunakan rumus:

$$N_n = (0,66^{\lambda c^2}) \times A_g \times f_y \quad (2.98)$$

Untuk, $\lambda_c < 1,5$ maka menggunakan rumus:

Dengan:

$$\lambda_c = \frac{Lk}{r\pi} \sqrt{\frac{fy}{E}} \quad (2.99)$$

$$Lk = kc.L \quad (2.100)$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (2.101)$$

Keterangan:













A_g : luas penampang bruto, dinyatakan dalam milimeter, (mm):

f_y : tegangan leleh, dinyatakan dalam Mega Pascal, (MPa):

λ_c : parameter kelangsingan

kc : faktor panjang tekuk untuk komponen struktur jembatan rangka dapat pada Gambar dibawah ini. L adalah panjang teoritis kolom, dinyatakan dalam milimeter, (mm): (RSNI T-03-2005 Tabel 3)

Tabel 2.19. Faktor kelangsingan kolom.

	Kolom Tak Berpyang			Kolom Berpyang		
Bentuk tekuk						
Faktor panjang efektif (k)	0.70	0.85	1.00	1.2	2.2	2.2
Simbol untuk keadaan penahan ujung	 = Rotasi terjepit, translasi terjepit	 = Rotasi bebas, translasi terjepit	 = Rotasi terjepit, translasi bebas	 = Rotasi terjepit, translasi bebas	 = Rotasi bebas, translasi terjepit	 = Rotasi bebas, translasi bebas

Sumber: RSNI-T-03-2005 Gambar 3

E : modulus elastisitas bahan baja, dinyatakan dalam MPa

\emptyset : Faktor reduksi (RSNI T-03-2005 Gambar 3)

N_u : adalah kuat tekan nominal komponen struktur tekan yang dinyatakan dalam Newton (N).

Kuat tekan nominal akibat tekuk-lentur, N_n , dari komponen struktur tekan dengan elemen-elemen penampangnya mempunyai rasio lebar-tebal, λ_r , lebih kecil dari yang ditentukan dalam **RSNI T-03-2005 Tabel 4**, ditentukan sebagai berikut:

Perbandingan kelangsingan

Kelangsingan elemen penampang (lihat RSNI T-03-2005 Tabel 4) $< \lambda_r$ (RSNI T-03-2005 pasal 6.1-2a)

Tabel 2.20. Perbandingan lebar terhadap tebal untuk elemen tertekan.

Jenis Elemen		λ	Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal	
			λ_p (kompak)	λ_r (tak-kompak)
Elemen tanpa pengaku	Pelat sayap balok-I dan kanal dalam lentur	b/t	$\frac{170}{\sqrt{f_y}} [c]$	$\frac{370}{\sqrt{f_y - f_c}} [e]$
	Pelat sayap balok-I hibrida atau balok tersusun yang di las dalam lentur	b/t	$\frac{170}{\sqrt{f_{yf}}}$	$\frac{420}{\sqrt{(f_{yf} - f_c)/k_e}} [e][f]$
	Pelat sayap dari komponen-komponen struktur tersusun dalam tekan	b/t	-	$\frac{290}{\sqrt{f_y / k_e}} [f]$
	Sayap bebas dari profil siku kembar yang menyatu pada sayap lainnya, pelat sayap dari komponen struktur kanal dalam aksial tekan, profil siku dan pelat yang menyatu dengan balok atau komponen struktur tekan	b/t	-	$\frac{250}{\sqrt{f_y}}$
	Sayap dari profil siku tunggal pada penyangkang, sayap dari profil siku ganda dengan pelat kopel pada penyangkang, elemen yang tidak diperkaku, yaitu yang ditumpu pada salah satu sisinya.	b/t	-	$\frac{200}{\sqrt{f_y}}$
	Pelat badan dari profil T	d/t	-	$\frac{335}{\sqrt{f_y}}$

Sumber: RSNI-T-03-2005 Tabel 4

Tabel 2.21. Perbandingan lebar terhadap tebal untuk elemen tertekan (Lanjutan).

Jenis Elemen		λ	Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal	
			λ_p (kompak)	λ_r (tak-kompak)
Elemen dengan Pengaku	Pelat sayap dari penampang persegi panjang dan bujursangkar berongga dengan ketebalan seragam yang dibebani lentur atau tekan; pelat penutup dari pelat sayap dan pelat diafragma yang terletak di antara baut-baut atau las	b/t	$\frac{500}{\sqrt{f_y}}$	$\frac{625}{\sqrt{f_y}}$
	Bagian lebar yang tak terkekang dari pelat penutup berlubang [b]	b/t	-	$\frac{830}{\sqrt{f_y}}$
	Bagian-bagian pelat badan dalam tekan akibat lentur [a]	h/t_w	$\frac{1.680}{\sqrt{f_y}} [c]$	$\frac{2.550}{\sqrt{f_y}} [g]$
	Bagian-bagian pelat badan dalam kombinasi tekan dan lentur	h/t_w	Untuk $\frac{N_u}{\phi_b N_y} \leq 0,125 [c]$ $\frac{1.680}{\sqrt{f_y}} \left(1 - \frac{2,75 N_u}{\phi_b N_y} \right)$ Untuk $\frac{N_u}{\phi_b N_y} > 0,125 [c]$ $\frac{500}{\sqrt{f_y}} \left(2,33 - \frac{N_u}{\phi_b N_y} \right) \geq \frac{665}{\sqrt{f_y}}$	$\frac{2.550}{\sqrt{f_y}} \left(1 - \frac{0,74 N_u}{\phi_b N_y} \right) [g]$
	Elemen-elemen lainnya yang diperkaku dalam tekan murni; yaitu ditekang sepanjang kedua sisinya.	b/t h/t_w	-	$\frac{665}{\sqrt{f_y}}$
	Penampang bulat berongga • Pada tekan aksial • Pada lentur	D/t	[d] - 14.800/ f_y	22.000/ f_y 62.000/ f_y

Sumber: RSNI-T-03-2005 Tabel 4

2.7 Dasar Perencanaan Bangunan Bawah

2.7.1 Dasar Perencanaan Abutmen

1. Perencanaan Pembebanan

Pembebanan yang bekerja pada struktural abutmen, antara lain;

- Beban Mati (M)
- Beban Hidup (H)
- Beban Angin (TA)
- Beban Gesekan (HG)
- Beban Gempa (GG)
- Tekanan Tanah Lateral (Tag)

Untuk detail dasar perhitungannya bisa dilihat di sub-bab pembebanan. Dan untuk menentukan beban maksimal yang bekerja, digunakan beban kombinasi

Kombinasi Pembebanan

$$\text{Kombinasi 1} = M + H + TA \quad (2.102)$$

$$\text{Kombinasi 2} = M + TA + GG + A \quad (2.103)$$

$$\text{Kombinasi 3} = M + GG + R_m + A \quad (2.104)$$

$$\text{Kombinasi 4} = M + TA + H_g + Tag \quad (2.105)$$

$$\text{Kombinasi 5} = M + H_g + GG + A \quad (2.106)$$

$$\text{Kombinasi 6} = M + Tag \quad (2.107)$$

2. Kontrol Stabilitas Abutment

Syarat Kestabilan:

$$SF = \frac{\sum M_{\text{penahan}}}{\sum M_{\text{Guling}}} \geq 1,5 \quad (2.108)$$

Kontrol terhadap Geser

$$SF = \frac{\sum R_h}{\sum P} \geq 1,5 \quad (2.109)$$

Dimana:

$$\sum R_h = ca.A + W \operatorname{tg} \emptyset \quad (2.110)$$

2.8 Dasar Perencanaan Sambungan

2.8.1 Dasar Perencanaan Sambungan Baut

1. Umum

Luas baut yang digunakan pada perencanaan jembatan busur kali ini mengacu pada *specification for structural steel building* AISC 2010 *section J3* hal. 120 – 122.

Alat sambung mutu tinggi boleh digunakan bila memenuhi ketentuan berikut:

- Komposisi kimiawi dan sifat mekanisnya sesuai dengan ketentuan yang berlaku,
- Diameter batang, luas tumpu kepala baut, dan mur atau penggantinya, harus lebih besar dari nilai nominal yang ditetapkan dalam ketentuan yang berlaku. Ukuran lainnya boleh berbeda,

Tabel 2.22. Luas baut.

TABLE J3.3M Nominal Hole Dimensions, mm				
Bolt Diameter, mm	Hole Dimensions			
	Standard (Dia.)	Oversize (Dia.)	Short-Slot (Width × Length)	Long-Slot (Width × Length)
M16	18	20	18 × 22	18 × 40
M20	22	24	22 × 26	22 × 50
M22	24	28	24 × 30	24 × 55
M24	27 ^[a]	30	27 × 32	27 × 60
M27	30	35	30 × 37	30 × 67
M30	33	38	33 × 40	33 × 75
≥ M36	$d + 3$	$d + 8$	$(d + 3) \times (d + 10)$	$(d + 3) \times 2.5d$
^[a] Clearance provided allows the use of a 1-in. bolt if desirable.				

Sumber: AISC 2010 Table J3.3M

2. Perencanaan Baut

Luas baut metrik umum diberikan dalam RSNI T-03-2005 Tabel 11 Tarikan baut minimum diperlukan untuk baut metrik

dalam sambungan, geser diberikan dalam RSNI T-02-2005 Tabel 2.

Tabel 2.23. Kuat nominal baut.

TABLE J3.2 Nominal Strength of Fasteners and Threaded Parts, ksi (MPa)		
Description of Fasteners	Nominal Tensile Strength, F_{nt}, ksi (MPa)^[a]	Nominal Shear Strength in Bearing-Type Connections, F_{nv}, ksi (MPa)^[b]
A307 bolts	45 (310)	27 (188) ^{[c] [d]}
Group A (e.g., A325) bolts, when threads are not excluded from shear planes	90 (620)	54 (372)
Group A (e.g., A325) bolts, when threads are excluded from shear planes	90 (620)	68 (469)
Group B (e.g., A490) bolts, when threads are not excluded from shear planes	113 (780)	68 (469)
Group B (e.g., A490) bolts, when threads are excluded from shear planes	113 (780)	84 (579)

Perhitungan Jumlah Baut

Dalam memperhitungkan baut, harus menggunakan rumus berikut ini:

$$n = \frac{V_b \text{ (Hasil SAP 2000 v.14)}}{\phi \cdot N_t f} \quad (2.111)$$

Dimana:

n : jumlah baut
 Vb : Gaya dalam hasil SAP 2000 v.14
 Ntf : Kekuatan Nominal baut yang diperoleh dari nilai terkecil perhitungan berikut

Kekuatan Tarik Nominal Baut

Kekuatan geser Rn, dari baut harus dihitung sebagai berikut (AISC 2010 pers. J3-1).

$$R_n = F_{nt} \times Ab \quad (2.112)$$

Keterangan:

F_{nt} : Tegangan tarik nominal (MPa)

Ab : Luas tubuh baut tidak berulir nominal (mm²)

Kekuatan Geser Nominal Baut

Kekuatan geser R_n , dari baut harus dihitung sebagai berikut (AISC 2010 pers. J3-1).

$$R_n = F_{nv} \times Ab \quad (2.113)$$

Keterangan:

F_{nv} : Tegangan geser nominal (MPa)

Ab : Luas tubuh baut tidak berulir nominal (mm²)

Kekuatan nominal kombinasi tarik dan geser

Kekuatan geser R_n , dari baut harus dihitung sebagai berikut (AISC 2010 pers. J3-2).

$$R_n = F'_{nt} \times Ab \quad (2.114)$$

Dimana:

$$F'_{nt} = 1,3 \times F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nt}} f_{rv} \quad (2.115)$$

F'_{nt} : tegangan tarik nominal yang dimodifikasi (MPa)

F_{nv} : Tegangan geser nominal (MPa)

F_{nt} : Tegangan tarik nominal (MPa)

ϕ : 0,75 (LRFD)

Kuat nominal kritis-slip

Kekuatan geser R_n , dari baut harus dihitung sebagai berikut (AISC 2010 pers. J3-4).

$$R_n = \mu \times D_u \times h_f \times T_b \times n_s \quad (2.116)$$

Keterangan:

μ : koefisien slip rata – rata.

D_u : rasio tarikan baut (1,13)

h_f : factor untuk pengisi

n_s : bidang geser

T_b : Gaya Tarik minimum (kN)

Dari kedua rumus tersenbut diambil nilai V_b yang terkecil untuk menentukan jumlah baut

Persyaratan Jarak Antar Baut (RSNI 03-2005 ps 11.5)

$$\text{Jarak minimum} = 2 \frac{2}{3}.db \quad (2.117)$$

Jarak baut-tepi

$$\text{minimum} = 1,25 \text{ db} \quad (2.118)$$

$$\text{maksimum} = 12 . tp \quad (2.119)$$

Keterangan:

db : diameter baut (mm)

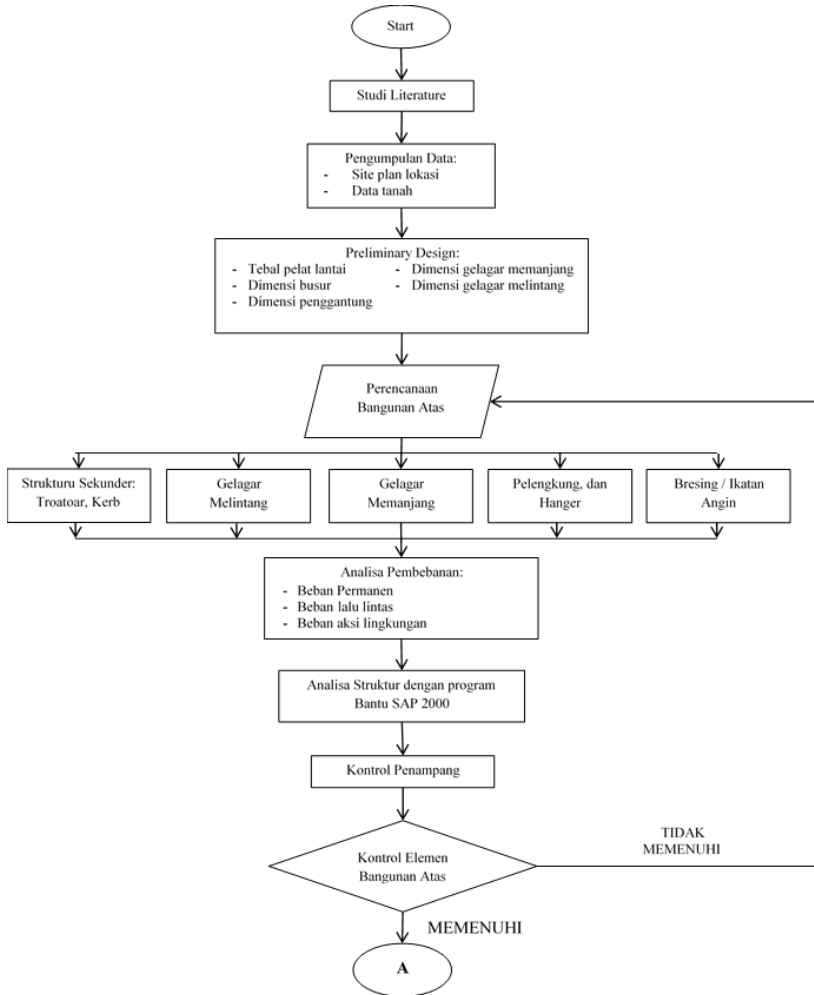
tp : tebal pelat (mm)

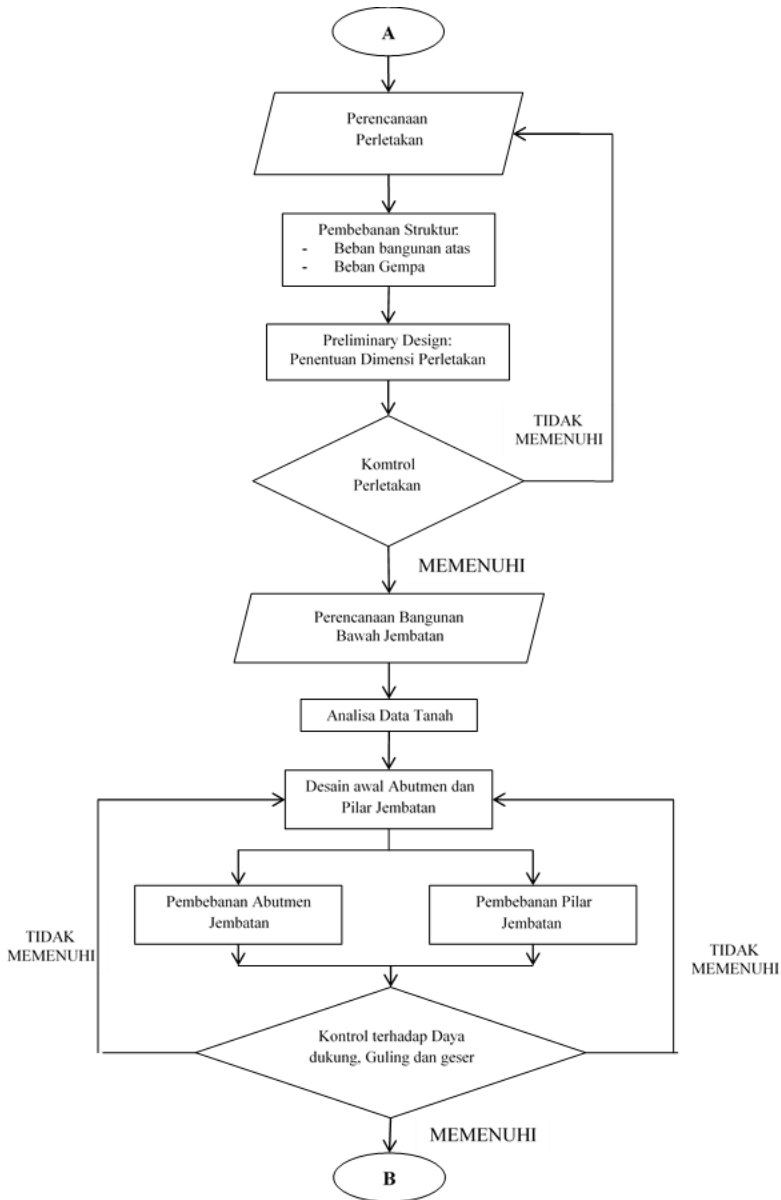
2.9 Metode Pelaksanaan Pekerjaan Jembatan

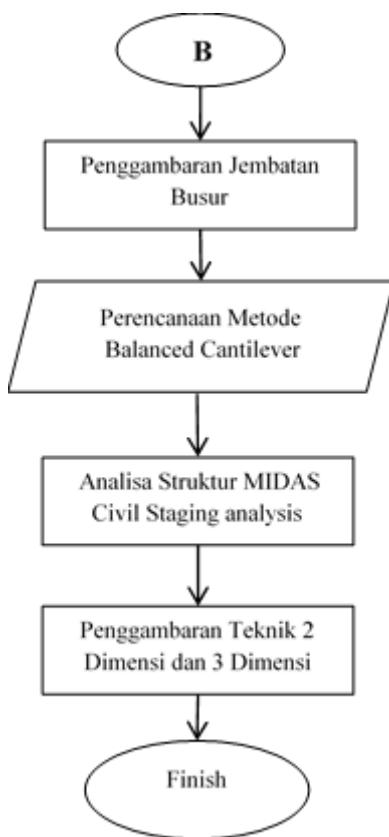
Staging analysis untuk perencanaan Jembatan dengan sistem busur ini dilakukan dengan program bantu SAP 2000 yaitu dimana jembatan dirancang bertahap dari mulai pendirian kolom portal akhir hingga erection untuk busur rangka puncak. Untuk metode pelaksanaan jembatan busur rangka ini menggunakan metode balance cantilever dengan dibantu tarikan kabel untuk menahan lendutan akibat berat sendiri. Sedangkan untuk pemasangan profil menggunakan crane ponton selama proses erection berlangsung.

BAB 3 METODOLOGI

3.1 Diagram Alir Metodologi







Gambar 3.1. Diagram alir metodologi perancangan.

3.2 Penjelasan Diagram Alir

Diagram alir yang dibuat merupakan urutan perencanaan jembatan Sembayat, berikut merupakan detail penjelasan bagan alir:

3.2.1 Studi Literatur

Berikut merupakan studi literatur yang digunakan dalam penyusunan tugas akhir mengenai perencanaan jembatan Sembayat sistem busur:

1. Chen, W., Duan L., (2000), *Bridge Engineering Handbook*
2. Santoso, H., (2000), *Tabel Profil Konstruksi Baja*

3.2.2 Pengumpulan Data

Data yang diperoleh merupakan data sekunder yang didapatkan dari PT. Abripraya selaku kontraktor dari jembatan Sembayat, data-data perencanaan mencakup data umum jembatan, data bahan dan data tanah:

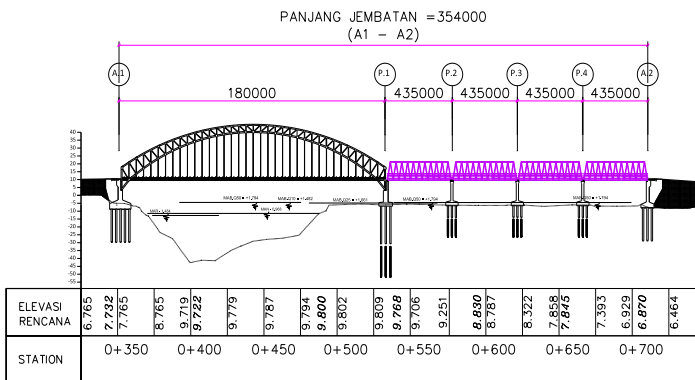
1. Data sungai
 - Nama sungai : Kali Bengawan Solo
 - Elevasi dasar sungai : - 13,433 meter
 - Elevasi m.a.n : - 0,968 meter
2. Data umum jembatan (Eksisting)
 - Nama jembatan : Kecamatan Manyar, kabupaten Gresik
 - Lokasi : Kabupaten Gresik
 - Tipe jembatan : Jembatan rangka baja
 - Panjang jembatan : 353,445 meter
 - Lebar jembatan : 8 meter (2 jalur 2 arah)
 - Data tanah : Terlampir
 - Jenis bangunan bawah : Pondasi tiang pancang



Gambar 3.3: Foto satelit jembatan sembayat lama.

3.2.3 Preliminary Design

Preliminary desain merupakan tahap yang dilakukan untuk memperkirakan dimensi jembatan busur berdasarkan referensi yang diperlukan sesuai dengan parameter yang telah ada, yaitu antara lain; penentuan desain awal jembatan busur, tinggi fokus dan bebas busur, jenis pondasi dan panjang bentang jembatan busur.



Gambar 3.4: Tampak samping perencanaan jembatan Sembayat.

Rencana perencanaan ulang jembatan Sembayat:

1. Data umum jembatan (perencanaan)

Tipe jembatan : Jembatan busur rangka baja
 Panjang jembatan : 180 meter (STA 0+350 – STA 0+530)
 Tinggi fokus busur : 25 meter
 Lebar lantai kendaraan: 8 meter (2 lajur, 2 arah)
 Lebar trotoar : 1,5 meter

2. Data bahan

Mutu beton (f_c') : 35 Mpa
 Mutu Tulangan lentur (f_y) : 360 MPa
 Mutu Tulangan geser (f_{ys}) : 360 MPa
 Modulus Elastisitas beton : 13.606 MPa
 Mutu Profil Baja : BJ 55
 Tegangan Leleh (f_y) : 410 MPa
 Tegangan Putus (f_u) : 550 MPa
 Modulus elastisitas baja : 200.000 MPa

3.2.4 Analisa Pembebanan

Pembebanan pada perencanaan jembatan ini mengacu pada peraturan pembebanan pada jembatan SNI 1725-2016. Beban tersebut meliputi;

1. Pada pelat lantai kendaraan;
 - a. Beban permanen meliputi;
 - Beban sendiri pelat lantai kendaraan
 - Beban mati tambahan berupa aspal dan beban hujan
 - Beban trotoar berupa kerb, urugan trotoar, tiang sandaran dan pipa railing
 - b. Beban lalu lintas adalah beban truk "T"
 - c. Beban pejalan kaki
2. Pada balok memanjang;
 - a. Beban permanen meliputi;
 - Berat sendiri profil baja
 - Beban pelat lantai kendaraan
 - Beban mati tambahan berupa aspal dan beban hujan

- b. Beban lalu lintas meliputi;
 - Beban lajur BTR (Beban terbagi rata)
 - Beban BGT (Beban garis terpusat)
 - c. Beban hidup berupa beban pejalan kaki.
 - 3. Pada balok melintang;
 - a. Beban permanen meliputi;
 - Berat sendiri profil baja
 - Berat profil balok memanjang
 - Beban pelat lantai kendaraan
 - Beban trotoar berupa kerb, urugan trotoar, tiang sandaran dan pipa railing
 - Beban mati tambahan berupa aspal dan beban hujan
 - b. Beban lalu lintas meliputi;
 - Beban lajur BTR (Beban terbagi rata)
 - Beban BGT (Beban garis terpusat)
 - Beban Truk “T”
 - c. Beban hidup berupa beban pejalan kaki.
 - 4. Pada struktur rangka utama;
 - a. Beban permanen meliputi;
 - Berat sendiri profil baja
 - Beban pelat lantai kendaraan
 - Berat sendiri profil memanjang
 - Beban mati tambahan berupa aspal dan beban hujan
 - b. Beban lalu lintas meliputi;
 - Beban lajur BTR (Beban terbagi rata)
 - Beban BGT (Beban garis terpusat)
 - Beban Truk “T”
 - c. Beban hidup berupa beban pejalan kaki.
 - 5. Semua beban lingkungan dijadikan beban terpusat, antara lain;
 - a. Beban angin
 - b. Beban gempa

3.2.5 Perencanaan Jembatan Atas

1. Perencanaan pelengkap jembatan
Merencanakan setiap dimensi struktur pelengkap bangunan atas jembatan yang disesuaikan dengan peraturan yang digunakan, meliputi :
 - Perencanaan sandaran
 - Perencanaan trotoar dan kerb
2. Penentuan dimensi rangka jembatan
Dimensi rangka jembatan diperoleh berdasarkan hasil perhitungan seluruh pembebanan yang berada di atas balok memanjang maupun balok melintang (seluruh beban yang membebani pelat dan berat sendiri pelat).
3. Estimasi dimensi elemen struktur utama
 - Plat
 - Busur
 - Penggantung
 - Rangka
4. Pembebanan struktur
Menganalisa seluruh beban-beban yang bekerja pada suatu struktur yang akan digunakan dalam perencanaan. Beban – beban yang bekerja di antaranya:
 - Beban mati
 - Beban hidup
 - Beban gempa
 - Beban angin
 - Beban rem
 - Beban roda
5. Perhitungan penulangan
Penulangan menggunakan rumus yang terdapat pada bab II untuk mendapatkan tulangan lentur, tulangan geser, dan tulangan torsi
6. Analisis struktur pada SAP 2000v14
Memasukkan seluruh pembebanan ke analisa struktur menggunakan program bantu SAP 2000 v14

7. Cek persyaratan merupakan kontrol terhadap material utama yang digunakan yang dikenai analisa pembebanan sehingga menimbulkan gaya dalam, cek persyaratan tersebut antara lain:
 - Kontrol kekuatan batang profil baja
 - Kontrol kekuatan batang penggantung
 - Kontrol kekuatan rangka baja

3.2.6 Perencanaan Jembatan Bawah

1. Perencanaan dimensi struktur

Merencanakan setiap dimensi struktur penyusun bangunan bawah jembatan yang disesuaikan dengan peraturan yang digunakan

- Abutment
- Pilar
- Pondasi

2. Pembebanan struktur

Menganalisa seluruh beban yang masuk ke struktur yang direncanakan untuk bangunan atas, adapun diantaranya :

- Beban mati
- Beban hidup
- Beban akibat tekanan tanah
- Beban gempa

3. Penulangan

Penulangan menggunakan rumus yang terdapat pada bab II untuk mendapatkan tulangan lentur dan tulangan geser.

4. Kontrol

Kontrol pada bangunan bawah meliputi kontrol momen guling pada abutmen dan pilar dan kontrol tegangan tarik pada pondasi.

3.2.7 Analisa Struktur

Tahap analisa struktur dilakukan dengan program bantu SAP 2000 v.14, setelah diketahui preliminary design dari data jembatan dan analisa pembebanannya.

3.2.8 Kontrol Kestabilan Struktur

Setelah diketahui gaya-gaya dalam yang terjadi maka perlu dilakukan pengecekan terhadap kestabilan struktur dalam menahan beban-beban yang terjadi, antara lain:

1. Pada pelat lantai kendaraan;
 - a. Kontrol tebal pelat
 - b. Kontrol geser pons
 - c. Kontrol jarak antar tulangan
 - d. Kontrol momen nominal
2. Pada gelagar memanjang dan gelagar melintang;
 - a. Kontrol lendutan
 - b. Kontrol profil
 - c. Kontrol lentur
 - d. Kontrol geser

3.2.9 Metode Pelaksanaan Jembatan Busur

Untuk metode pelaksanaan jembatan busur rangka ini menggunakan metode *balanced cantilever* dengan dibantu tarikan kabel untuk menahan lendutan akibat berat sendiri. Sedangkan untuk pemasangan profil menggunakan crane ponton selama proses erection berlangsung.

3.2.10 Penggambaran

Hasil gambar teknik perencanaan jembatan antara lain berupa:

1. Gambar layout jembatan
2. Gambar tampak jembatan
3. Gambar potongan
4. Gambar denah dan penulangan plat lantai
5. Gambar Bangunan Bawah jembatan
 - Abutment dan penulangannya
 - Pondasi
6. Gambar detail sambungan

Gambar 4.1: Tampak samping perencanaan jembatan Sembayat

Rencana perencanaan ulang jembatan Sembayat:

1. Data umum jembatan (perencanaan)

Tipe jembatan	: Jembatan busur rangka baja (Tipe Tied-Arch)
Panjang jembatan	: 180 meter (STA 0+350 – STA 0+530)
Tinggi fokus busur	: 25 meter
Lebar lantai kendaraan λ :	12 meter
	: 2 arah dengan median 4 lajur (SNI 1725: 2016 Tabel 11)
Lebar trotoar	: 1,5 meter
Tebal aspal (d2) rencana:	4 cm
Tebal deck rencana (d1):	25 cm
Jarak antar gelagar melintang (b1)	: 200 cm
2. Data bahan

Mutu beton	(f_c')	: 35 MPa
Mutu Tulangan lentur	(f_y)	: 360 MPa
Mutu Tulangan geser	(f_{ys})	: 360 MPa
Modulus Elastisitas beton		: 13.606 MPa
Mutu Profil Baja		: BJ 55
Tegangan Leleh	(f_y)	: 410 MPa
Tegangan Putus	(f_u)	: 550 MPa
Modulus elastisitas baja		: 200.000 MPa

Dimensi dari komponen struktur ditentukan berdasarkan ketentuan RSNI T-03-2005 dan RSNI T-12-2004 maupun peraturan lain atau berdasarkan peraturan umum sebagai berikut:

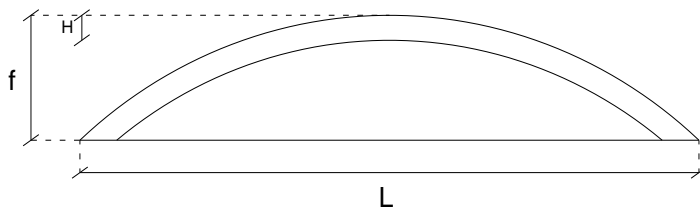
4.2 Penentuan Dimensi Busur

Pada perencanaan ulang jembatan Sembayat lama terdiri dari 1 bentang yaitu dengan panjang 180 m. Dalam perencanaan struktur Jembatan dibuat busur dengan tipe Tied Arch Bridge sebagai struktur utamanya, yang terdiri atas:

- Batang penggantung (*Hanger*)
Konstruksi batang penggantung adalah konstruksi yang menggantungkan balok melintang ke konstruksi busur.
- Konstruksi busur
Merupakan konstruksi yang menahan semua beban yang ada di bawahnya.

Dalam penentuan dimensi busur yang perlu diperhatikan adalah:

1. Perencanaan tinggi fokus busur



Gambar 4.2: Ilustrasi panjang bentang jembatan dan tinggi busur

Tinggi maksimum busur (f):

Diambil tinggi busur (f) = 35 m, syarat:

$$\begin{aligned}
 f &= \frac{1}{6} \leq f/L \leq \frac{1}{5} \\
 f &= 0,17 \leq \frac{35}{180} \leq 0,2 \\
 &= 0,17 \leq 0,19 \leq 0,2 \\
 &\text{(MEMENUHI)}
 \end{aligned}$$

Maka, direncanakan untuk tinggi maksimum konstruksi jembatan busur adalah, f = 35 meter.

Tinggi tampang busur (H):

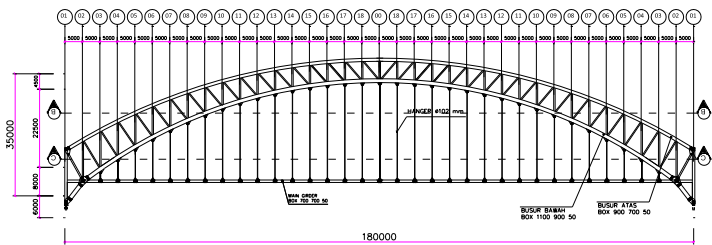
Diambil tinggi busur (H) = 6 m, syarat:

$$\begin{aligned}
 H &= \frac{1}{40} \leq \frac{H}{L} \leq \frac{1}{25} \\
 H &= 0,025 \leq \frac{6}{180} \leq 0,04 \\
 &= 0,025 \leq 0,0333 \leq 0,04
 \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

Maka, direncanakan untuk tinggi maksimum konstruksi jembatan busur adalah, H = 6 meter.

2. Perencanaan panjang batang penggantung (*Hanger*)



Gambar 4.3: Struktur pemikul utama jembatan.

Panjang batang vertikal (Y_n) dicari dengan menggunakan rumus parabola dibawah ini:

$$Y_n = \frac{4 \times f \times \lambda \times (L - \lambda)}{L^2}$$

Dimana:

$$f = 35 \text{ m}$$

$$L = 180 \text{ m}$$

$$\lambda = 5 \text{ m}$$

Hasil perhitungan panjang batang penggantung (Y_n) ditunjukkan pada tabel dibawah ini:

Tabel 4.1: Panjang batang penggantung.

Titik	x (m)	y (m)	Panjang <i>Hanger</i> (m)
1	0	9.000	0.00
2	5	12.032	0.00
3	10	14.834	3.69

4	15	17.420	7.04
5	20	19.799	10.10
6	25	21.980	12.88
7	30	23.974	15.39
8	35	25.787	17.66
9	40	27.423	19.70
10	45	28.890	21.52
11	50	30.191	23.12
12	55	31.331	24.52
13	60	32.312	25.73
14	65	33.138	26.73
15	70	33.811	27.55
16	75	34.332	28.19
17	80	34.703	28.64
18	85	34.926	28.91
19	90	35	29.00

3. Panjang busur tiap segmen

Panjang busur tiap segmen direncanakan dengan rumus pitagoras dibawah ini:

$$\Delta S_n = \sqrt{\Delta Y^2 + \Delta X^2}$$

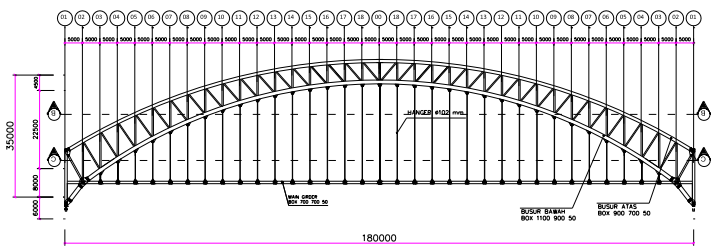
Dimana:

ΔY = Beda tinggi koordinat Y tiap segmen (m)

ΔX = Jarak antar gelagar melintang (m)

ΔS_n = Panjang tiap segmen busur (m)

Hasil perhitungan panjang busur tiap segmen (ΔS_n) ditunjukkan pada tabel dibawah ini:



Tabel 4.2: Panjang busur atas.

Titik	Segmen	x (m)	y (m)	ΔS_n (m)
1		0.00	9.00	
	1-2			5.83
2		5.00	12.03	
	2-3			5.85
3		10.00	14.83	
	3-4			5.73
4		15.00	17.42	
	4-5			5.63
5		20.00	19.80	
	5-6			5.54
6		25.00	21.98	
	6-7			5.45
7		30.00	23.97	
	7-8			5.38
8		35.00	25.79	
	8-9			5.32
9		40.00	27.42	
	9-10			5.26

10	45.00	28.89
10-11		5.21
11	50.00	30.19
11-12		5.17
12	55.00	31.33
12-13		5.13
13	60.00	32.31
13-14		5.10
14	65.00	33.14
14-15		5.07
15	70.00	33.81
15-16		5.05
16	75.00	34.33
16-17		5.03
17	80.00	34.70
17-18		5.01
18	85.00	34.93
18-19		5.00
19	90.00	35.00

4.3 Penentuan Dimensi Tebal Pelat Minimum

Tebal pelat direncanakan berdasarkan RSNI T-12-2004
 “Perencanaan struktur beton untuk jembatan” pasal 5.5.2:

$$\begin{aligned}
 ts &\geq 200 \text{ mm} \\
 ts &\geq 100 + (40 \times b1) \\
 &\geq 100 + (40 \times 2) \\
 &\geq 180 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm (TIDAK MEMENUHI)}
 \end{aligned}$$

Sehingga:

Tebal plat (ts) yang digunakan 250 mm

Tebal aspal rencana 40 mm

4.4 Analisa Pembebanan

Pembebanan yang dimasukkan dalam perhitungan merupakan pembebanan sistem LRFD sehingga dalam perencanaannya menggunakan faktor beban ultimit.

Tabel 4.3. Faktor Beban

No.	Nama	Faktor Beban Dalam Keadaan Batas		SNI 1725-2016
		Daya Layan	Ultimit	
1	Baja	1	1.1	Tabel 3
2	Beton cor ditampat	1	1.3	Tabel 3
3	Kayu	1	1.4	Tabel 3
4	Beban lajur "D"	1	2	Tabel 12
5	Beban truk "T"	1	2	Tabel 13
6	Gaya rem	1	1.8	Tabel 14
7	Beban trotoar	1	1.3	Tabel 3
8	Beban angin	1	1.2	Tabel 3
9	Beban gempa	N/A	1	Tabel 3
10	Pejalan kaki	1	1.8	Tabel 16
11	Bekisting	1	1.4	Tabel 3
12	Hujan	1	2	Tabel 4
13	Beban hanyutan	1	1.5	Tabel 25

Keterangan:

- γ_{MS} = Faktor beban untuk berat sendiri
- γ_{MT} = Faktor beban untuk mati tambahan
- γ_{TD} = Faktor beban untuk "D"
- γ_{TT} = Faktor beban untuk "T"

4.4.1 Beban Permanen

Beban permanen terdiri dari:

Tabel 4.4. Berat Jenis untuk Beban Mati

No.	Bahan	Berat isi (N/m ³)	SNI 1725:2016
1	Aspal	22000	Tabel 2
2	Beton	22770	Tabel 2
3	Kayu	780	Tabel 2
4	Air	10000	Tabel 2

Beban Mati (MS)

Diatur dalam SNI 1725:2016 pasal 7.2

1. Berat sendiri jembatan (*Self-Weight*) yang terdiri dari profil-profil baja structural didapatkan dari hasil analisa SAP2000.
2. Berat pelat lantai $= d2 \times \gamma_{\text{beton}} \times 1 \text{ m} \times \gamma_{\text{MS}}$
 $= 0,25 \text{ m} \times 22770 \text{ N/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 1,3$
 $= 7400,25 \text{ N/m'}$
3. Berat *Compodeck*
 Spesifikasi material *Compodeck*

Tabel 4.5: Spesifikasi *compodeck*.

Base Metal Thickness (BMT) (mm)	Berat (kg/m ³)	Area (mm ² /mm)	Kuat Leleh (MPa)	Momen Inersia (mm ⁴ /mm)
1	10.5	1269.7	550	526562.5

$$\begin{aligned}
 &= A_{\text{per}} \text{ m'} \times B_J \times \gamma_{\text{MS}} \\
 &= 1,27 \text{ m}^2/\text{m} \times 105 \text{ N/m}^3 \times 1,1 \\
 &= 146,7 \text{ N/m'}
 \end{aligned}$$

Beban mati tambahan/utilitas (MA)

Diatur dalam SNI 1725:2016 pasal 7.3

1. Berat aspal $= d4 \times \gamma_{\text{aspal}} \times 1 \text{ m} \times \gamma_{\text{MT}}$
 $= 0,05 \text{ m} \times 22000 \text{ N/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 2$

- $$= 2200 \text{ N/m'}$$
2. Berat bekisting $= \gamma_{\text{kayu}} \times 1 \text{ m} \times \gamma_{\text{MS}}$
 $= 780 \text{ N/m} \times 1 \text{ m} \times 1,4$
 $= 1092 \text{ N/m'}$
 3. Berat trotoar $= t_{\text{trotoar}} \times \gamma_{\text{beton}} \times 1 \text{ m} \times \gamma_{\text{MS}}$
 $= 0,05 \text{ m} \times 22770 \text{ N/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 1,3$
 $= 4440,15 \text{ N/m'}$

4.4.2 Beban hidup

Beban hidup terdiri dari beban pejalan kaki, beban hujan dan beban pengaruh pelaksanaan pada saat kondisi sebelum komposit yang diatur dalam SNI 1725:2016 pasal 7.5.

1. Beban hujan $= t_{\text{genangan}} \times \gamma_{\text{air}} \times 1 \text{ m} \times \gamma_{\text{MT}}$
 $= 0,05 \text{ m} \times 10000 \text{ N/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 1,2$
 $= 650 \text{ N/m'}$
2. Beban pejalan kaki
 TP $= 5 \text{ kPa}$ (SNI 1725:2016 pasal 8.9)
 $q_{\text{TP}} = 5 \text{ kN/m}^2 \times l_{\text{trotoar}} \times \gamma_{\text{TP}}$
 $= 5 \text{ kN/m}^2 \times 1,5 \text{ m} \times 1,8$
 $= 13,5 \text{ kN/m}$

4.4.3 Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas terdiri dari beban lajur “D” dan beban truk “T” yang bekerja pada lantai kendaraan. Sedangkan pada trotoar gaya yang bekerja adalah beban pejalan kaki.

1. Beban lajur “D”, terdiri dari:
Beban terbagi rata (BTR)
 $L > 30 \text{ m}$, maka;
 $q = 9,0 \times \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa}$
 $= 9,0 \times \left(0,5 + \frac{15}{180}\right) \text{ kPa}$
 $= 5,3 \text{ kPa} = 5,3 \text{ N/m}^2$

Beban garis terpusat (BGT)

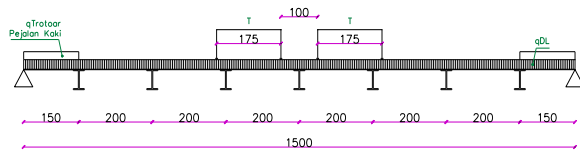
Menurut SNI 1725:2016 pasal 8.3.1

$$\begin{aligned}
 P &= 49 \text{ kN} \\
 FBD &= 30\% \text{ (} L = 180 \text{ m)} \\
 P_{BGT} &= p \times (1 + FBD) \times \gamma_{TD} \\
 &= 49 \text{ kN} \times (1 + 30\%) \times 2 \\
 &= 127 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Beban truk "T"

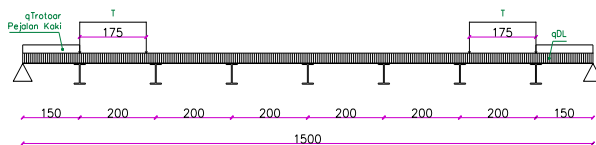
$$\begin{aligned}
 T &= 112,5 \text{ kN (SNI 1725:2016 pasal 8.4.1)} \\
 Tu &= T \times (1 + FBD) \times \gamma_{TT} \\
 &= 112,5 \text{ kN} \times (1 + 30\%) \times 2 \\
 &= 293 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kondisi 1 untuk perencanaan gelagar melintang



Gambar 4.4. Pembebanan truk "T" (1).

Kondisi 2 untuk perencanaan gelagar melintang



Gambar 4.5. Pembebanan truk "T" (1).

3. Gaya rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang, dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan harus diambil yang terbesar dari (SNI 1725:2016 pasal 8.7):

25% dari berat gandar truk desain atau,

5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

Dimana;

Berat gandar truk (SNI 1725:2016 ps. 8.4.1)

$$= 112,5 \times 2$$

$$= 225 \text{ kN}$$

BTR = 5,3 kPa

Tu = 500 kN

Jadi,

$$TB_1 = 25\% \times 225 \text{ kN}$$

$$= 56,26 \text{ kN}$$

$$TB_2 = 5\% \times [(5,3 \text{ kN/m}^2 \times 12 \text{ m} \times 180 \text{ m}) + 500 \text{ kN}]$$

$$= 592 \text{ kN}$$

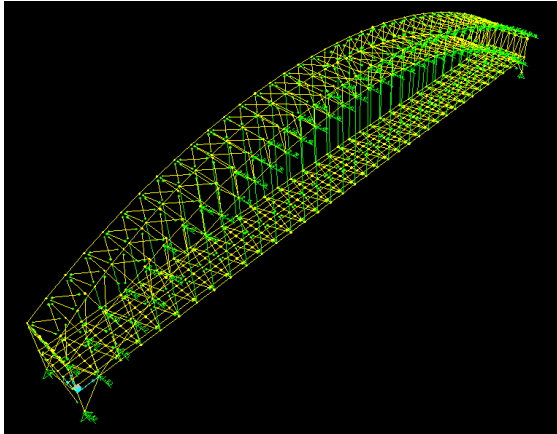
diambil nilai TB terbesar yaitu = 592 kN

4.4.4 Aksi Lingkungan

Aksi lingkungan terdiri dari beban angin (E_w), beban gempa (E_Q), dan aliran air benda hanyutan dan tumbukan dengan batang kayu (E_F).

1. Beban angin pada struktur (EW1)

Gambar berikut merupakan titik-titik yang dikenai beban angin tekan dan hisap untuk rangka busur atas dan bawah.



Gambar 4.6. Elevasi busur rangka yang terkena beban angin (E_w).

Perencanaan beban angin diatur dalam SNI 1725:2016 pasal 9.6. Tekanan angin rencana dalam MPa ditetapkan pada rumus berikut:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

Dimana:

$$P_{B \text{ (tekan)}} = 0,024 \text{ MPa} \quad (\text{Tabel 29})$$

$$P_{B \text{ (hisap)}} = 0,012 \text{ MPa} \quad (\text{Tabel 29})$$

$$V_{DZ} = 2,5 V_o \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right)$$

Dimana:

$$V_o = 17,6 \text{ km/jam (daerah sub-urban)} \quad (\text{Tabel 28})$$

$$V_B = 90 \text{ km/jam} \quad (\text{pasal 9.6.1})$$

$$V_{10} = V_B = 90 \text{ km/jam} \quad (\text{pasal 9.6.1})$$

$$Z_o = 1000 \text{ mm (daerah sub-urban)} \quad (\text{Tabel 28})$$

$$\begin{aligned} Z &= \text{Elevasi struktur yang terkena beban angin diukur} \\ &\quad \text{diatas permukaan air (m)} \\ &= \text{Elevasi struktur} + 10,96 \text{ m} \end{aligned}$$

Beban angin pada busur atas

Angin Tekan

$$P_D = 0,024 \text{ MPa} \left(\frac{V_{DZ}}{90 \text{ km/jam}} \right)^2$$

Tabel 4.6. Angin tekan pada busur atas (MPa).

As	Z (m)	VDZ (km/jam)	PD (Mpa)	A (mm2)	P (kN)
1	19.96	131.7241	390.29372	5.8309519	2.276
2	22.99	137.9464	408.73019	5.8474801	2.390
3	25.79	143.0062	423.7222	5.731597	2.429
4	28.38	147.2101	436.17815	5.6291559	2.455
5	30.76	150.752	446.6727	5.5371149	2.473
6	32.94	153.7663	455.60373	5.4549758	2.485
7	34.93	156.3523	463.26597	5.3829393	2.494
8	36.75	158.5785	469.86219	5.3185495	2.499
9	38.38	160.495	475.54087	5.2608456	2.502
10	39.85	162.1454	480.43077	5.2107666	2.503
11	41.15	163.5589	484.61903	5.1664883	2.504
12	42.29	164.7613	488.18154	5.1283136	2.504
13	43.27	165.7703	491.17112	5.0953274	2.503
14	44.10	166.6022	493.63625	5.0677683	2.502
15	44.77	167.2687	495.61086	5.0450896	2.500
16	45.29	167.7777	497.11922	5.0270708	2.499
17	45.66	168.1367	498.18278	5.0137452	2.498
18	45.89	168.351	498.8179	5.0049704	2.497
19	45.96	168.4219	499.02798	5.0049704	2.498

Beban angin pada busur atas

Angin Hisap

$$P_D = 0,012 \text{ MPa} \left(\frac{V_{DZ}}{90 \text{ km/jam}} \right)^2$$

Tabel 4.7. Angin hisap pada busur atas (MPa).

As	Z (m)	VDZ (km/jam)	PD (Mpa)	A (mm ²)	P (kN)
1	19.96	131.7241	195.14686	5.8309519	1.137892
2	22.99	137.9464	204.36509	5.8474801	1.1950208
3	25.79	143.0062	211.8611	5.731597	1.2143025
4	28.38	147.2101	218.08907	5.6291559	1.2276574
5	30.76	150.752	223.33635	5.5371149	1.236639
6	32.94	153.7663	227.80187	5.4549758	1.2426537
7	34.93	156.3523	231.63299	5.3829393	1.2468663
8	36.75	158.5785	234.9311	5.3185495	1.2494927
9	38.38	160.495	237.77044	5.2608456	1.2508735
10	39.85	162.1454	240.21539	5.2107666	1.2517063
11	41.15	163.5589	242.30951	5.1664883	1.2518893
12	42.29	164.7613	244.09077	5.1283136	1.251774
13	43.27	165.7703	245.58556	5.0953274	1.2513388
14	44.10	166.6022	246.81813	5.0677683	1.2508171
15	44.77	167.2687	247.80543	5.0450896	1.2502006
16	45.29	167.7777	248.55961	5.0270708	1.2495268
17	45.66	168.1367	249.09139	5.0137452	1.2488808
18	45.89	168.351	249.40895	5.0049704	1.2482844
19	45.96	168.4219	249.51399	5.0049704	1.2488101

Beban angin pada busur bawah

Angin Tekan

$$P_D = 0,024 \text{ MPa} \left(\frac{V_{DZ}}{90 \text{ km/jam}} \right)^2$$

Tabel 4.8. Angin tekan pada busur bawah (MPa).

As	Z (m)	VDZ (km/jam)	PD (Mpa)	A (mm ²)	P (kN)
1	10.96	105.3471	312.13956	5.8309519	1.8200707
2	10.96	105.3471	312.13956	5.8474801	1.8252299
3	14.65	118.1034	349.93588	5.731597	2.0056914
4	18.00	127.1837	376.84056	5.6291559	2.1212943
5	21.06	134.0803	397.27509	5.5371149	2.1997578
6	23.84	139.5308	413.42466	5.4549758	2.2552215
7	26.35	143.9463	426.50748	5.3829393	2.2958639
8	28.62	147.5837	437.28512	5.3185495	2.3257226
9	30.66	150.6116	446.25667	5.2608456	2.3476874
10	32.48	153.1448	453.76228	5.2107666	2.3644493
11	34.08	155.2671	460.0508	5.1664883	2.376847
12	35.48	157.0396	465.30253	5.1283136	2.3862173
13	36.69	158.5054	469.6456	5.0953274	2.3929981
14	37.69	159.698	473.17938	5.0677683	2.3979635
15	38.51	160.645	475.98507	5.0450896	2.4013873
16	39.15	161.3645	478.11702	5.0270708	2.4035281
17	39.60	161.8685	479.61031	5.0137452	2.4046439
18	39.87	162.1675	480.49619	5.0049704	2.4048692
19	39.96	162.2667	480.79015	5.0049704	2.4063405

Beban angin pada busur bawah

Angin Hisap

$$P_D = 0,012 \text{ MPa} \left(\frac{v_{DZ}}{90 \text{ km/jam}} \right)^2$$

Tabel 4.9. Angin hisap pada busur bawah (MPa).

As	Z (m)	VDZ (km/jam)	PD (Mpa)	A (mm2)	P (kN)
1	10.96	105.3471	156.06978	5.8309519	0.9100354
2	10.96	105.3471	156.06978	5.8474801	0.9126149
3	14.65	118.1034	174.96794	5.731597	1.0028457
4	18.00	127.1837	188.42028	5.6291559	1.0606471
5	21.06	134.0803	198.63755	5.5371149	1.0998789
6	23.84	139.5308	206.71233	5.4549758	1.1276108
7	26.35	143.9463	213.25374	5.3829393	1.1479319
8	28.62	147.5837	218.64256	5.3185495	1.1628613
9	30.66	150.6116	223.12833	5.2608456	1.1738437
10	32.48	153.1448	226.88114	5.2107666	1.1822247
11	34.08	155.2671	230.0254	5.1664883	1.1884235
12	35.48	157.0396	232.65126	5.1283136	1.1931086
13	36.69	158.5054	234.8228	5.0953274	1.196499
14	37.69	159.698	236.58969	5.0677683	1.1989817
15	38.51	160.645	237.99253	5.0450896	1.2006937
16	39.15	161.3645	239.05851	5.0270708	1.2017641
17	39.60	161.8685	239.80516	5.0137452	1.202322
18	39.87	162.1675	240.24809	5.0049704	1.2024346
19	39.96	162.2667	240.39507	5.0049704	1.2031702

2. Beban angin pada kendaraan (EW₂)

Berdasarkan SNI 1725:2016 ps. 9.6.12 besarnya beban angin yang pada kendaraan sebesar 1,46 N/mm dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan.

$$\begin{aligned}
 EW_2 &= 1,46 \text{ N/mm} \times 1800 \text{ mm} \\
 &= 2.628 \text{ N}
 \end{aligned}$$

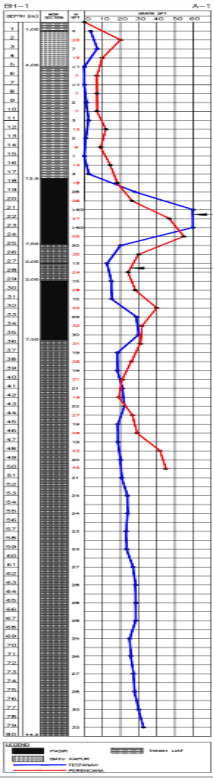
= 2,628 kN

3. Beban Gempa

Untuk struktur jembatan busur ini beban gempa direncanakan dengan RSNI 2833:201X dengan menggunakan metode analisa gempa respon spectrum.

Data tanah

Data yang digunakan adalah data tanah pada BH-1



Tabel 4.10. Data tanah jembatan sembayat lama BH-1.

Lapisan	Tbl. Lapisan (di)	N-SPT (Ni)	di/Ni	di/(di/Ni)
---------	-------------------------	---------------	-------	------------

1	1000	0	0.000	0
2	4000	10	400.000	10
3	12500	9.5	1315.789	9.5
4	7500	36.5	205.479	36.5
5	2000	30	66.667	30
6	2000	24	83.333	24
7	7500	33.333	225.000	33.333
8	43500	30	1450	30
TOTAL	80000	110	2071.269	110

Kelas situs tanah

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{t_i}{N}\right)} \\
 &= \frac{80000}{2071.269} \\
 &= 38,624
 \end{aligned}$$

Jadi, merupakan klasifikasi TANAH SEDANG (**SD**)
(SNI 2833:201X Tabel 2)

Menentukan nilai PGA, S_s dan S₁

Berdasarkan ketentuan SNI 2833:201X pada peta zonasi gempa Indonesia, maka ditemukan nilai-nilai sebagai berikut:

PGA = 0,25 (SNI 2833:201X Gambar 4)

S_s = 0,5 (SNI 2833:201X Gambar 5)

S₁ = 0,25 (SNI 2833:201X Gambar 6)

Mencari nilai Faktor Situs (F_{PGA} dan F_v)

Tabel 4.11. Faktor amplikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a).

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1,0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Rumus Interpolasi

$$\begin{aligned} F_{PGA} &= 1,4 - \left(\frac{0,25-0,2}{0,3-0,2} \right) \times (1,4 - 1,2) \\ &= 1,3 \end{aligned}$$

Tabel 4.12. Faktor amplikasi untuk periode 1 detik (F_V).

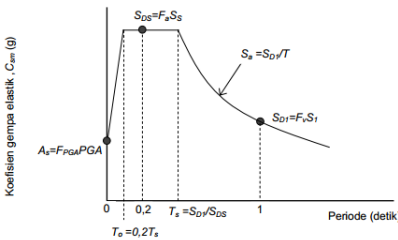
Kelas situs	$S_I \leq 0.1$	$S_I = 0.2$	$S_I = 0.3$	$S_I = 0.4$	$S_I \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Rumus Interpolasi

$$\begin{aligned} F_V &= 2,0 - \left(\frac{0,25-0,2}{0,3-0,2} \right) \times (2,0 - 1,8) \\ &= 1,9 \end{aligned}$$

Respon spektrum rencana



Gambar 4.7. Bentuk tipikal respon spectrum.

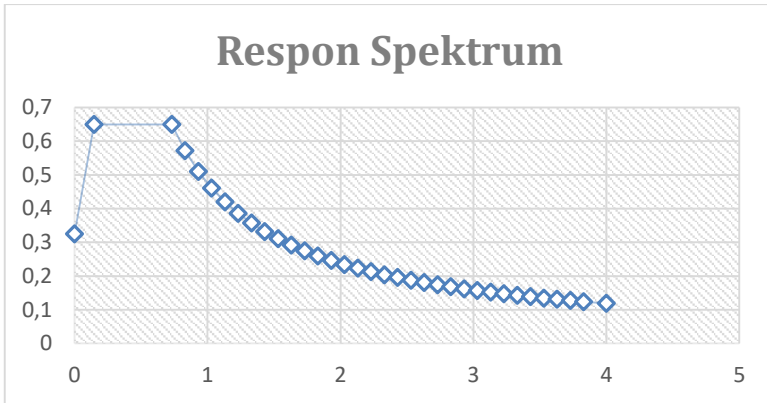
$$\begin{aligned}
A_S &= F_{PGA} \times PGA \\
&= 1,3 \times 0,25 = 0,325 \\
S_{DS} &= F_a \times S_s \\
&= 1,3 \times 0,5 = 0,65 \\
S_{D1} &= F_v \times S_1 \\
&= 1,9 \times 0,25 = 0,475 \\
T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\
&= \frac{0,475}{0,65} = 0,73077 \\
T_0 &= 0,2 T_s \\
&= 0,2 \cdot 0,73077 = 0,14615
\end{aligned}$$

Tabel 4.13. Nilai spectrum respons.

	T	Sa (g)
0	0	0.325
To	0.1461538	0.65
Ts	0.7307692	0.65
Ts+0,1	0.8307692	0.571759259
Ts+0,2	0.9307692	0.510330579
Ts+0,3	1.0307692	0.460820896
Ts+0,4	1.1307692	0.420068027
Ts+0,5	1.2307692	0.3859375
Ts+0,6	1.3307692	0.356936416
Ts+0,7	1.4307692	0.331989247
Ts+0,8	1.5307692	0.310301508
Ts+0,9	1.6307692	0.291273585
Ts+0,10	1.7307692	0.274444444
Ts+0,11	1.8307692	0.259453782
Ts+0,12	1.9307692	0.246015936
Ts+0,13	2.0307692	0.233901515
Ts+0,14	2.1307692	0.222924188

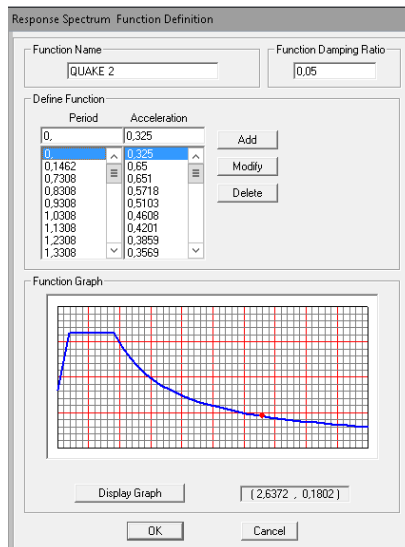
Ts+0,15	2.2307692	0.212931034
Ts+0,16	2.3307692	0.20379538
Ts+0,17	2.4307692	0.195411392
Ts+0,18	2.5307692	0.18768997
Ts+0,19	2.6307692	0.180555556
Ts+0,20	2.7307692	0.173943662
Ts+0,21	2.8307692	0.167798913
Ts+0,22	2.9307692	0.162073491
Ts+0,23	3.0307692	0.156725888
Ts+0,24	3.1307692	0.151719902
Ts+0,25	3.2307692	0.14702381
Ts+0,26	3.3307692	0.1426097
Ts+0,27	3.4307692	0.138452915
Ts+0,28	3.5307692	0.13453159
Ts+0,29	3.6307692	0.130826271
Ts+0,30	3.7307692	0.127319588
Ts+0,31	3.8307692	0.123995984
Ts+0,32	4	0.11875

Berikut merupakan grafik respon spektrum dari data-data diatas;



Gambar 4.8. *Response spectrum.*

Hasil nilai perhitungan nilai respon spektrum diinput di SAP2000 v.14



Gambar 4.9. *Response spectrum SAP2000.*

4.4.5 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan jembatan rencana menggunakan aturan SNI 1725:2016 Tabel 1, dengan menggunakan batas ultimit.

Table 4.1. Kombinasi pembebanan.

SNI 1725:2016

Tabel 1 – Kombinasi beban dan faktor beban

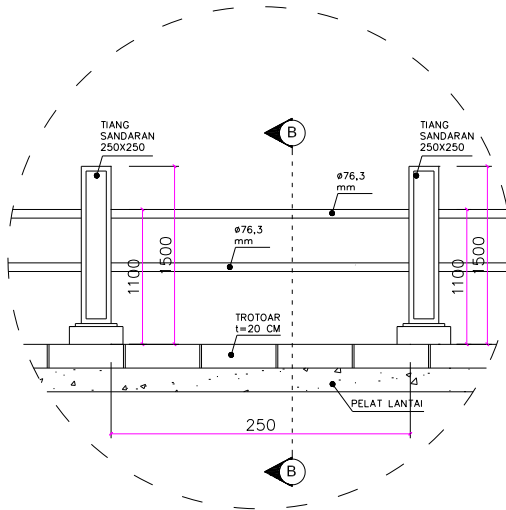
Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW _s	EW _L	BF	EU _n	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	γ_p	1,8	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,4	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00

BAB 5

PERENCANAAN PELAT LANTAI, TIANG SANDARAN DAN TROTOAR

5.1 Perencanaan Tiang, Pipa Sandaran, Kerb dan Trotoar

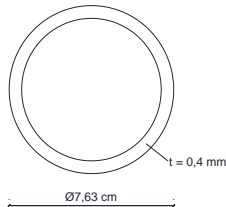
5.1.1 Data-Data Perencanaan



Gambar 5.1. Tampak samping pipa dan tiang sandaran.

Panjang bentang jembatan (L)	= 180 m
Lebar trotoar (Lt)	= 1,5 m
Tebal trotoar (tt)	= 200 mm
Jarak antar tiang sandaran (Ls)	= 3 m
Tinggi tiang sandaran (h)	= 1,5 m
Bahan yang digunakan	
Tiang sandaran	
Mutu beton (fc')	= 20 Mpa
Mutu tulangan (fy)	= 240 Mpa
Diameter tul. lentur	= 14 mm
Diameter tul. sengkang	= 10 mm

Luas tiang	(A)	= (250 × 250) mm
Trottoar dan Kerb		
Mutu beton	(fc')	= 30 MPa
Mutu tulangan	(fy)	= 290 MPa
Berat jenis		= 22770 N/m ³
Tebal Kerb	(t _{kr})	= 0,2 m
Lebar Kerb	(b1)	= 0,15 m
	(b2)	= 0,2 m
Pipa sandaran		
Diameter luar	(do)	= 76,3 mm (3 inchi)
Diameter dalam	(d1)	= 68,3 mm
Tebal pipa	(t)	= 4 mm
Momen inersia	(I)	= 59,5 cm ⁴
Berat pipa	(q)	= 71,3 N/m
iy		= 2,60 cm
W		= 75 N/m

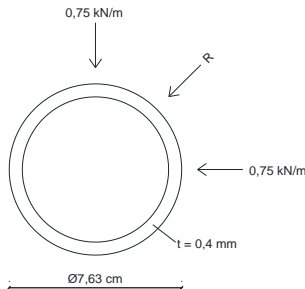


Gambar 5.2. Profil pipa sandaran.

5.1.2 Perencanaan Pipa Sandaran

Menurut SNI 1725:2016, yang menyebutkan bahwa sandaran untuk pejalan kaki harus direncanakan untuk dua pembebanan rencana yaitu $W = 0,75 \text{ KN/m}$. Beban-beban tersebut bekerja secara bersamaan dalam arah menyilang (horizontal) dan vertikal pada masing-masing sandaran.

5.1.2.1 Pembebanan



Gambar 5.3. Gaya gaya yang bekerja pada pipa sandaran.

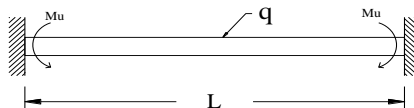
1. Akibat beban sendiri

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 71,3 \text{ N/m} \times (2,5 \text{ m})^2 \\
 &= 37 \text{ Nm} \\
 &= 0,0371 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2. Akibat beban vertikal

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 750 \text{ N/m} \times (2,5 \text{ m})^2 \\
 &= 391 \text{ Nm} \\
 &= 0,391 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

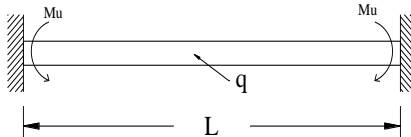
$$\begin{aligned}
 M_V &= M_{LL} + M_{DL} \\
 &= 0,391 \text{ kNm} + 0,0371 \text{ kNm} \\
 &= 0,4278 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.4. Permodelan akibat beban vertikal.

3. Akibat beban horizontal

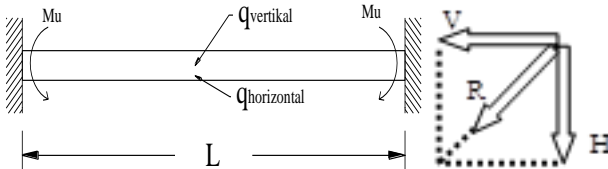
$$\begin{aligned}
 M_H &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 750 \text{ N/m} \times (2,5 \text{ m})^2 \\
 &= 391 \text{ Nm} \\
 &= 0,391 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.5. Permodelan akibat beban horizontal.

4. Resultan momen

$$\begin{aligned}
 q_R &= \sqrt{V^2 + H^2} \\
 &= \sqrt{(71,3 \text{ N/m} + 750 \text{ N/m})^2 + (750 \text{ N/m})^2} \\
 &= 1.112,22 \text{ N/m} \\
 &= 1,112 \text{ kN/m} \\
 M_U &= \sqrt{M_V^2 + M_H^2} \\
 &= \sqrt{(0,4278 \text{ kNm})^2 + (0,391 \text{ kNm})^2} \\
 &= 0,5793 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.6. Permodelan akibat resultan beban.

5.1.2.2 Kontrol Kekuatan Profil Sandaran

1. Batas kelangsingan profil

Kelangsingan profil untuk penampang bulat diatur pada RSNI T-03-2005 Tabel 4)

$$\lambda = \frac{d_o}{t} = \frac{76,3}{4} = 19,08$$

$$\lambda_p = \frac{14800}{250} = 59,2$$

Karena $\lambda < \lambda_p$ (Penampang Kompak)

2. Kontrol tekuk lateral

RSNI T-03-2005 Tabel 8

$$L_b = 2500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \times i_y \times \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0,5} \\ &= 1,76 \times 26 \text{ mm} \times \left(\frac{200000 \text{ MPa}}{250} \right)^{0,5} \\ &= 2732,64 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena $L_b < L_p$

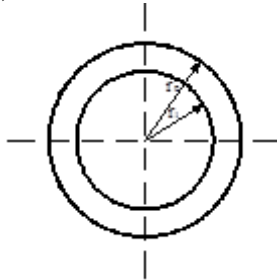
Maka, $M_n = M_p$

3. Terhadap lentur nominal

$$M_p = Z_x \times f_y$$

Dimana,

$$\begin{aligned} Z_x &= \frac{4}{3}(r_o^3 - r_1^3) = \frac{4}{3}[(38,20 \text{ mm})^3 - (29 \text{ mm})^3] \\ &= 41681,73 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$



Gambar 5.7: Penampang Pipa Sandaran.

$$\begin{aligned} M_n &= M_p \\ &= Z_x \times f_y \\ &= 41681,73 \text{ mm}^3 \times 250 \text{ Mpa} \\ &= 10420433,67 \text{ Nm} \\ &= 10,42 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat:

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$0,5793 \text{ kNm} \leq 0,9 \times 10,42 \text{ kNm}$$

$$0,5793 \text{ kNm} \leq 9,38 \text{ kNm}$$

(MEMENUHI)

4. Terhadap lendutan

$$\frac{5 \times qR \times l^4}{384EI} < \frac{l}{180}$$

$$\frac{5 \times 1,112 \text{ N/mm} \times 2500 \text{ mm}^4}{384 \times 2 \times 10^5 \text{ MPa} \times 59,5 \times 10^4} < \frac{2500 \text{ mm}}{180}$$

$$4,754 \text{ mm} < 13,9 \text{ mm}$$

(MEMENUHI)

Jadi, pipa Ø 76,3 mm (3 inchi) dapat dipakai untuk pipa sandaran.

5.1.3 Perencanaan Tiang Sandaran

5.1.3.1 Pembebanan

Pembebanan pada tiang sandaran meliputi beban mati yaitu berat sendiri tiang beton dan berat dari pipa sandaran dan beban hidup sebesar 0,75 kN/m'.

1. Beban mati

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri} &= A \times \gamma_{\text{beton}} \times h \times \gamma_{\text{MS}} \\ &= 0,625 \text{ m}^2 \times 25000 \text{ N/m}^3 \times 1,5 \text{ m} \times 1,3 \\ &= 3050 \text{ N} \\ &= 3,05 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pipa sand.} &= Ls \times \gamma_{\text{pipa}} \times \gamma_{\text{MS}} \\ &= 2,5 \text{ m} \times 71,3 \text{ N/m} \times 1,1 \\ &= 196,71 \text{ N} \\ &= 0,196 \text{ kN} \end{aligned}$$

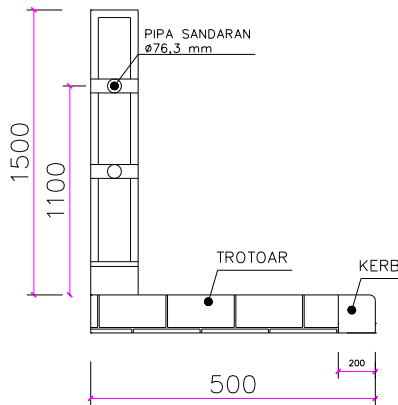
$$\begin{aligned} P_D &= \text{Berat sendiri} + \text{Berat pipa} \\ &= 3,05 \text{ kN} + 0,196 \text{ kN} \\ &= 3,243 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Beban hidup

$$\begin{aligned} P_L &= 0,75 \text{ kN/m} \times h \times \gamma_{\text{MH}} \\ &= 0,75 \text{ kN/m} \times 1,5 \text{ m} \times 2 \\ &= 2,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Momen akibat beban

$$\begin{aligned}
 M_D &= P_D \times b/2 \\
 &= 3,243 \text{ kN} \times 0,25/2 \text{ m} \\
 &= 0,406 \text{ kNm} \\
 M_L &= P_L \times h \\
 &= 2,25 \text{ kN} \times 1,5 \text{ m} \\
 &= 3,38 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.8. Potongan melintang pipa sandaran.

5.1.3.2 Perhitungan Penulangan Tiang Sandaran

Momen Ultimate akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_u &= M_D + M_L \\
 &= 0,406 \text{ kNm} + 3,38 \text{ kNm} \\
 &= 3,7804 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\begin{aligned}
 dx &= t - \text{decking} - \phi_{geser} - \frac{\phi_{lentur}}{2} \\
 &= 250 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - \frac{16 \text{ mm}}{2} \\
 &= 182 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dimana:

dx = jarak antara serat tekan terluar hingga pusat tulangan tarik untuk tulangan arah melintang
 Mu = Momen ultimate akibat beban yang bekerja pada tiang sandaran

1. Perhitungan tulangan arah lentur

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{240 \text{ MPa}}{0,85 \times 20 \text{ MPa}} = 14,12$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{37804,42 \text{ Nmm}}{0,85 \times 250 \text{ mm} \times (183 \text{ mm})^2} = 0,564419$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240 \text{ MPa}} = 0,005833$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] = \frac{0,85 \times 0,85 \times 20 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}} \left[\frac{600}{600 + 240 \text{ MPa}} \right] = 0,0431$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0431 = 0,0323$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{14,12} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 0,564419}{240 \text{ MPa}}} \right) = 0,002392141$$

$$\rho < \rho_{\min} \\ 0,002392141 < 0,00583$$

Maka, pakai $\rho_{\min} = 0,00583$

$$\text{As pakai} = \rho \times b \times d x$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,00583 \times 250 \text{ mm} \times 183 \text{ mm} \\
 &= 266,875 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jadi pakai, 2 D 16

$$\begin{aligned}
 A_s &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times (16 \text{ mm})^2 \\
 &= 402,625 \text{ mm}^2 > A_s \text{ pakai} \\
 &(\text{MEMENUHI})
 \end{aligned}$$

2. Kontrol Kekuatan Penampang

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_w} \\
 &= \frac{269,5 \text{ mm}^2 \times 240 \text{ MPa}}{0,85 \times 20 \text{ MPa} \times 1000 \text{ mm}} \\
 &= 3,841 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{n\text{aktual}} &= A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 269,5 \text{ mm}^2 \times 240 \text{ MPa} \left(183 \text{ mm} - \frac{3,841 \text{ mm}}{2} \right) \\
 &= 11.713 \times 10^6 \text{ Nmm} \\
 &= 11,713 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{array}{rcl}
 \phi M_{n\text{aktual}} & \geq & M_u \\
 0,8 \times 11,713 \text{ kNm} & \geq & 3,7804 \text{ kNm} \\
 9,371 \text{ kNm} & \geq & 3,7804 \text{ kNm}
 \end{array}$$

(MEMENUHI)

3. Penulangan geser tiang sandaran

Geser Ultimate akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 V_u &= P_D + P_L \\
 &= 3,243 \text{ kN} + 2,25 \text{ kN} \\
 &= 6,843 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \sqrt{20 \text{ MPa}} \cdot 250 \text{ mm} \cdot 183 \text{ mm} \\
 &= 34100 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 34,1 \text{ kN} \\
 \emptyset V_c &= 0,6 \times 34,1 \text{ kN} \\
 &= 20,46 \text{ kN} \\
 0,5 \emptyset V_c &= 0,5 \times 20,46 \text{ kN} \\
 &= 10,23 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena,

$V_u \leq 0,5 \emptyset V_c \rightarrow$ Tidak perlu tulangan geser

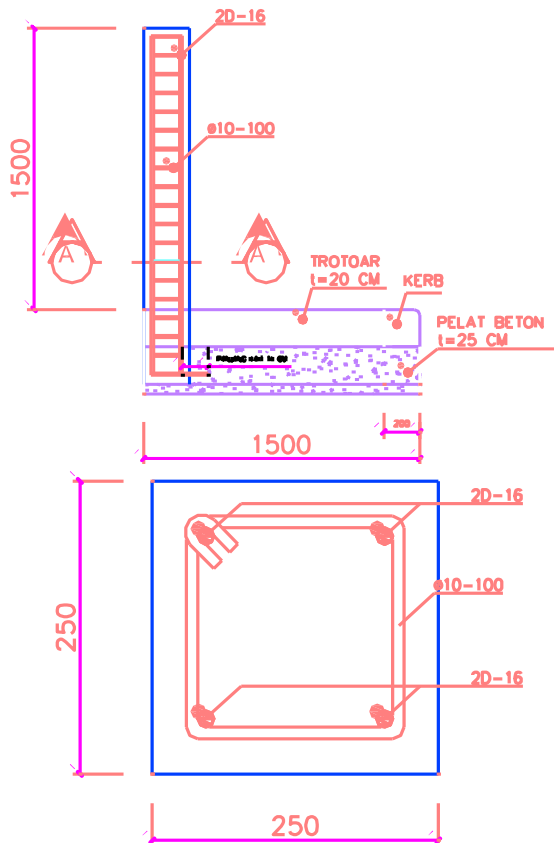
Maka, dipasang tulangan geser minimal

$$\begin{aligned}
 S_{\max} &= \frac{1}{2} \cdot d \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 183 \text{ mm} = 91,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_v &= \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \right) \times 2 \\
 &= \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 \right) \times 2 \\
 &= 157,14 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v \times f_y}{\frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times b} \\
 &= \frac{157,14 \text{ mm}^2 \times 240 \text{ MPa}}{\frac{1}{3} \sqrt{20 \text{ MPa}} \times 250 \text{ mm}} \\
 &= 101,2 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Pasang $\emptyset 10 - 100 \text{ mm}$ ($A_v = 787,71 \text{ mm}^2 > 157,14$)
(MEMENUHI)



Gambar 5.9. Detail penulangan tiang sandaran.

5.1.4 Perencanaan Kerb

5.1.4.1 Pembebanan

Pembebanan pada kerb meliputi beban permanen yaitu berat sendiri kerb dan beban hidup tumbukan kendaraan sebesar 15 kN.

1. Beban Permanen

Beban kerb

$$D_L = \frac{1}{2} \times (0,15 \text{ m} + 0,2 \text{ m}) 0,2 \text{ m} \times B J \times \gamma_{MS}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,175 \text{ m} \times 0,2 \text{ m} \times 25000 \text{ N/m}^3 \times 1,3 \\
 &= 1137,5 \text{ N/m} \\
 &= 1,138 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Beban hidup

Beban tumbukan

$$\begin{aligned}
 P_L &= 15 \text{ kN} \times \gamma_{MH} \\
 &= 15 \text{ kN} \times 2 \\
 &= 30 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. Momen akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_L &= P_L \times h \\
 &= 30 \text{ kN} \times 0,2 \text{ m} \\
 &= 6 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.1.4.2 Perhitungan Penulangan kerb

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - 0,008 (f_c' - 30) \\
 &= 0,85 \\
 &\text{(RSNI T-12 2004 pasal 5.1-2)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 dx &= t - \text{decking} - \phi_{geser} - \frac{\phi_{lentur}}{2} \\
 &= 200 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - \frac{10 \text{ mm}}{2} \\
 &= 135 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dimana:

dx = jarak antara serat tekan terluar hingga pusat tulangan tarik untuk tulangan arah melintang.

Mu = Momen ultimate akibat beban yang bekerja pada tiang sandaran.

1. Perhitungan tulangan arah lentur

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{290 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa}} \\
 &= 11,372 \\
 R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times dx^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{6000000 \text{ Nmm}}{0,85 \times 1000 \text{ mm} \times 18225 \text{ mm}^2} \\
&= 0,41 \\
\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{290 \text{ MPa}} = 0,00482759 \\
\rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left| \frac{600}{600 + f_y} \right| \\
&= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{ MPa}}{290 \text{ MPa}} \left| \frac{600}{600 + 290 \text{ MPa}} \right| \\
&= 0,0002577 \\
\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0002577 \\
&= 0,0001933 \\
\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
&= \frac{1}{11,372} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,372 \times 0,41}{290 \text{ MPa}}} \right) \\
&= 0,0014307
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\rho &< \rho_{\min} \\
0,0014307 &< 0,00482759
\end{aligned}$$

Maka, pakai $\rho_{\min} = 0,00482759$

$$\begin{aligned}
\text{As pakai} &= \rho \times b \times dx \\
&= 0,00482759 \times 200 \text{ mm} \times 135 \text{ mm} \\
&= 130,345 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
S_{\text{palai}} &= \frac{A_{s_{\text{tul}}}}{A_{s_{\text{perlu}}}} \\
&= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2}{A_{s_{\text{perlu}}}} \\
&= \frac{78571,4}{130,345} \\
&= 602,8
\end{aligned}$$

Jadi pakai, D10 – 200

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{1000}{200} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= \frac{1000}{200} \times \frac{1}{4} \times \pi \times (10 \text{ mm})^2 \\
 &= 392,857 \text{ mm}^2 > A_s \text{ pakai} \\
 &(\text{MEMENUHI})
 \end{aligned}$$

2. Kontrol Kekuatan Penampang

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot w} \\
 &= \frac{392,857 \text{ mm}^2 \times 290 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 1000 \text{ mm}} \\
 &= 4,468 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{n\text{aktual}} &= A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 392,8 \times 290 \left(135 - \frac{4,468}{2} \right) \\
 &= 15125853 \text{ Nmm} \\
 &= 15,126 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{array}{rcl}
 \phi M_{n\text{aktual}} & \geq & M_u \\
 0,8 \times 15,126 \text{ kNm} & \geq & 6 \text{ kNm} \\
 12,101 \text{ kNm} & \geq & 6 \text{ kNm}
 \end{array}$$

(MEMENUHI)

5.1.5 Perencanaan Trotoar

5.1.5.1 Pembebanan

Pembebanan pada trotoar meliputi beban permanen yaitu berat sendiri trotoar dan beban hidup pejalan kaki sebesar 5 kPa atau 5 kN/m².

1. Beban Permanen

Beban trotoar

$$\begin{aligned}
 q_{tr} &= t_{tr} \times \gamma_{\text{beton}} \times \gamma_{MS} \\
 &= 0,2 \text{ m} \times 25000 \text{ N/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 1,3 \\
 &= 6500 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

2. Beban hidup

Pejalan kaki

$$\begin{aligned}
 L_L &= 5 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} \times \gamma_{MH} \\
 &= 10 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

3. Momen akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_L &= \frac{1}{8} \times q_{tr} \times l^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 6500 \text{ N/m} \times (1,5 \text{ m})^2 \\
 &= 2,81 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.1.5.2 Perhitungan Penulangan Trotoar

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - 0,008 (f_c' - 30) \\
 &= 0,85 \\
 &\text{(RSNI T-12 2004 pasal 5.1-2)} \\
 dx &= t - \text{decking} - \phi_{geser} - \frac{\phi_{lentur}}{2} \\
 &= 200 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - \frac{16 \text{ mm}}{2} \\
 &= 132 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dimana:

dx = jarak antara serat tekan terluar hingga pusat tulangan tarik untuk tulangan arah melintang.

Mu = Momen ultimate akibat beban yang bekerja pada tiang sandaran.

1. Perhitungan tulangan arah lentur

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{290 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa}} \\
 &= 11,372 \\
 R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times dx^2} \\
 &= \frac{2,81 \times 10^6 \text{ Nmm}}{0,85 \times 1000 \text{ mm} \times 18225 \text{ mm}^2} \\
 &= 0,202 \\
 p_{min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{290 \text{ MPa}} = 0,00482759
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{ MPa}}{290 \text{ MPa}} \left[\frac{600}{600 + 290 \text{ MPa}} \right] \\
 &= 0,0002577 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0002577 \\
 &= 0,0001933 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{11,372} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,372 \times 0,202}{290 \text{ MPa}}} \right) \\
 &= 0,0006985
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &< \rho_{\min} \\
 0,0006985 &< 0,00482759 \\
 \text{Maka, pakai } \rho_{\min} &= 0,00482759
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As pakai} &= \rho \times b \times d_x \\
 &= 0,00482759 \times 1500 \text{ mm} \times 132 \text{ mm} \\
 &= 955,862 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\text{palai}} &= \frac{A_{stul}}{A_{spertu}} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2}{A_{spertu}} \\
 &= \frac{201142,9}{955,862} \\
 &= 210,4
 \end{aligned}$$

Jadi pakai, D16 – 200

$$\begin{aligned}
 \text{As} &= \frac{1000}{200} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= \frac{1000}{200} \times \frac{1}{4} \times \pi \times (16 \text{ mm})^2 \\
 &= 1005,714 \text{ mm}^2 > \text{As pakai} \\
 &(\text{MEMENUHI})
 \end{aligned}$$

2. Kontrol Kekuatan Penampang

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot bw} \\
 &= \frac{1005,714 \text{ mm}^2 \times 290 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 1000 \text{ mm}} \\
 &= 11,438 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn_{\text{aktual}} &= As \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 1005,714 \times 290 \left(132 - \frac{11,438}{2} \right) \\
 &= 36830823 \text{ Nmm} \\
 &= 36,831 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

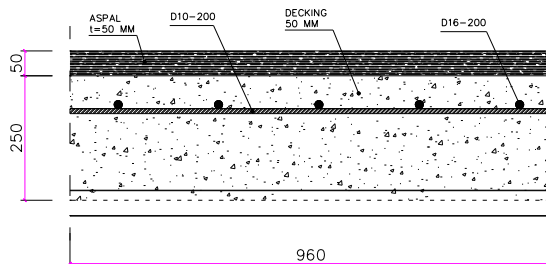
Syarat:

$$\begin{aligned}
 \phi Mn_{\text{aktual}} &\geq Mu \\
 0,8 \times 36,831 \text{ kNm} &\geq 2,81 \text{ kNm} \\
 29,465 \text{ kNm} &\geq 2,81 \text{ kNm} \\
 (\text{MEMENUHI})
 \end{aligned}$$

5.2 Perencanaan Pelat Lantai Kendaraan

Plat lantai merupakan beton komposit antara pelat beton dengan *compodeck* dan menggunakan beton bertulang. Perencanaan perhitungan menggunakan peraturan RSNI T 12-2004 dan SNI 1725:2016.

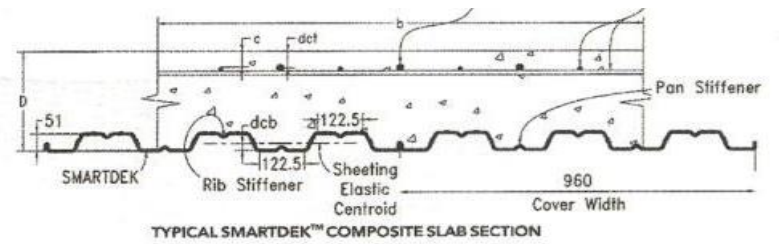
5.2.1 Data-data Perencanaan



Gambar 5.10. Potongan melintang *deck* jembatan.

$$\begin{aligned}
 \text{Mutu beton } (fc') &= 35 \text{ MPa} \\
 \text{Mutu tulangan } (fy) &= 360 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- D utama = D 16
- D susut = D 10
- Tebal deck (d2) = 250 mm
- Tebal aspal (d1) = 40 mm
- Decking = 50 mm
- (untuk konstruksi lantai yang langsung berhubungan dengan cuaca)
- Berat jenis beton (γ_c) = 22770 N/m³
- Berat jenis aspal (γ_a) = 22000 N/m³
- Jarak antar gelagar memanjang (b1) = 2 m
- Jarak antar gelagar melintang (λ) = 5 m
- Spesifikasi material *Compodeck*
- Bondek yang digunakan adalah produk dari LYSAGHT Australia
- Dengan rencana tebal (BMT) = 0,7 mm



Gambar 5.11: Spesifikasi *compodeck*.

Tabel 5.1: Spesifikasi *compodeck*.

Base Metal Thickness (BMT) (mm)	Berat (kg/m ³)	Area (mm ² /mm)	Kuat Leleh (MPa)	Momen Inersia (mm ⁴ /mm)
0,7	8,52	889,69	550	409687,5

5.2.2 Perhitungan tebal pelat

1. Penentuan tipe plat

$I_x = b1$
 $= 2 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 I_y &= \lambda \\
 &= 5 \text{ m} \\
 \frac{I_y}{I_x} &= \frac{5}{2} = 2,5 > 2 \\
 &\text{(PELAT SATU ARAH)}
 \end{aligned}$$

2. Perhitungan tebal pelat

$$\begin{aligned}
 t_s &\geq 200 \text{ mm} \\
 t_s &\geq 100 + (40 \times b_1) \\
 &\geq 100 + (40 \times 2) \\
 &\geq 180 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

(TIDAK MEMENUHI)

Sehingga:

Tebal plat (t_s) yang digunakan 250 mm

Tebal aspal rencana 50 mm

5.2.3 Pembebanan

Pembebanan direncanakan dalam 2 kondisi, yaitu:

1. Pembebanan sebelum komposit

Kondisi dimana plat lantai kendaraan masih dalam pengecoran (beton basah). Yang perlu diperhatikan adalah adanya tambahan beban akibat pelaksanaan pengecoran di lapangan. Seluruh beban dipikul sepenuhnya oleh *compodeck*.

2. Pembebanan setelah komposit

Kondisi dimana plat lantai kendaraan telah mengeras dan dapat dilalui kendaraan. Beban kendaraan yang dimaksud adalah beban 'T'. Semua beban sudah bekerja yang dipikul oleh pelat komposit (beton bertulang dan *compodeck*).

Analisa pembebanan untuk lantai kendaraan komposit dengan *compodeck* meliputi:

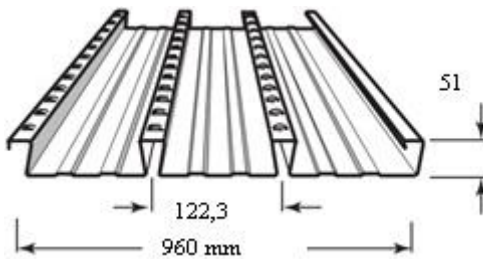
5.2.3.1 Beban Permanen

Beban permanen terdiri dari beban mati sendiri (MS) dan beban tambahan/utilitas (MA).

Beban Mati (MS)

Diatur dalam SNI 1725:2016 pasal 7.2

1. Berat pelat lantai $= d_2 \times \gamma_{\text{beton}} \times 1 \text{ m} \times \gamma_{\text{MS}}$
 $= 0,25 \text{ m} \times 22770 \text{ N/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 1,3$
 $= 7400,25 \text{ N/m'}$
2. Berat *Compodeck*
 $= A_{\text{per m'}} \times B_J \times \gamma_{\text{MS}}$
 $= 0,8897 \text{ m}^2/\text{m} \times 105 \text{ N/m}^3 \times 1,1$
 $= 83,382 \text{ N/m'}$

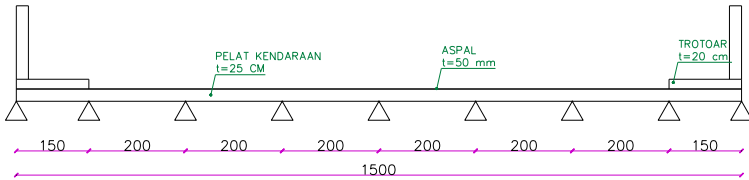


Gambar 5.12: Detail ukuran *compodeck* LYSAGHT.

Beban mati tambahan/utilitas (MA)

Diatur dalam SNI 1725:2016 pasal 7.3

1. Berat aspal $= d_4 \times \gamma_{\text{aspal}} \times 1 \text{ m} \times \gamma_{\text{MT}}$
 $= 0,05 \text{ m} \times 22000 \text{ N/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 2$
 $= 2200 \text{ N/m'}$
2. Berat bekisting $= \gamma_{\text{kayu}} \times 1 \text{ m} \times \gamma_{\text{MT}}$
 $= 780 \text{ N/m} \times 1 \text{ m} \times 1,4$
 $= 1092 \text{ N/m'}$
3. Berat trotoar $= t_{\text{trotoar}} \times \gamma_{\text{beton}} \times 1 \text{ m} \times \gamma_{\text{MT}}$
 $= 0,05 \text{ m} \times 22770 \text{ N/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 1,3$
 $= 4440,15 \text{ N/m'}$



Gambar 5.13. Pembebanan berat permanen.

5.2.3.2 Beban hidup

Beban hidup terdiri dari beban pejalan kaki, beban hujan dan beban pengaruh pelaksanaan pada saat kondisi sebelum komposit yang diatur dalam SNI 1725:2016 pasal 7.5.

1. Beban hujan
$$= t_{\text{genangan}} \times \gamma_{\text{air}} \times 1 \text{ m} \times \gamma_{\text{MT}}$$
$$= 0,05 \text{ m} \times 10000 \text{ N/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 1,2$$
$$= 650 \text{ N/m'}$$
2. Beban pengaruh pelaksanaan
$$= 200 \text{ N/m'} \times 1 \text{ m} \times \gamma_{\text{ML}}$$
$$= 200 \text{ N/m'} \times 1 \text{ m} \times 1,3$$
$$= 7400 \text{ N/m'}$$
3. Beban pejalan kaki

$$\text{TP} = 5 \text{ kPa (SNI 1725:2016 pasal 8.9)}$$
$$\text{q}_{\text{TP}} = 5 \text{ kN/m}^2 \times l_{\text{trotoar}} \times \gamma_{\text{TP}}$$
$$= 5 \text{ kN/m}^2 \times 1.5 \text{ m} \times 1.8$$
$$= 13,5 \text{ kN/m}$$

5.2.3.3 Beban Truk “T”

Beban lalu lintas yang bekerja pada lantai kendaraan adalah beban truk “T”, dinyatakan dalam SNI 1725:2016 pasal 8.1.

$$\begin{aligned} T &= 112,5 \text{ kN (SNI 1725:2016 pasal 8.4.1)} \\ T_u &= T \times (1 + FBD) \times \gamma_{TT} \\ &= 112,5 \text{ kN} \times (1 + 30\%) \times 2 \\ &= 293 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.2.3.4 Rekapitulasi Beban

Berikut merupakan hasil rekapitulasi dari pembebanan yang bekerja diatas lantai kendaraan.

1. Rekapitulasi Pembebanan

Tabel 5.2. Rekapitulasi pembebanan.

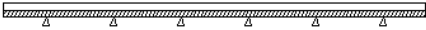
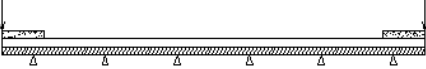
Jenis Beban	Beban Nominal (N/m)	LF Ultimate	Beban Ultimate (N/m)
Berat Sendiri (MS)			
Beban pelat lantai	5692.5	1.3	7400.25
Beban Compodeck	75.8016	1.1	83.381
Berat Tambahan (MA1)			
Beban bekisting	780	1.4	1092
Berat Tambahan (MA2)			
Beban aspal	1692.307692	1.3	2200
Beban trotoar	3415.5	1.3	4440.15
Beban Lalu Lintas LL1 (N)			
Beban Truk "T"	146250	2	292500
Beban Hidup (LL2)			
Beban pengaruh pelaksanaan	2000	1	2000
Beban pejalan kaki	2000	1.8	3600

2. Konfigurasi pembebanan

Untuk pembebanan lantai kendaraan sebelum komposit, beban yang bekerja antara lain beban permanen dan beban pelaksanaan (MS+MA1+LL2) yang semuanya hanya dipikul oleh pelat *compodeck*. Sedangkan untuk pembebanan lantai kendaraan sesudah komposit, beban yang bekerja antara lain beban permanen, beban pejalan kaki (MS+MA2+LL1) yang semuanya dipikul bersama-sama oleh pelat beton dan pelat

compodeck. Berikut adalah tabel konfigurasi pembebanan untuk lantai kendaraan :

Tabel 5.3. Konfigurasi pembebanan.

Model	Kombinasi	Permodelan Struktur
Sebelum Komposit	MS + MA1 + LL2 (pelaksanaan)	
Sesudah Komposit	MS + MA2 + LL1 + LL2 (pejalan kaki)	

Kombinasi 1 sebelum komposit

Akibat beban permanen dan beban hidup

q_{DL1} = MS + MA1 + LL2 (pengaruh pelaksanaan)
= 7438,632 N/m + 1092 N/m + 2000 N/m
= 10576 N/m

Kombinasi 2 setelah komposit

Akibat beban permanen dan beban hidup

q_{DL2} = MS + MA2 + LL2 (pejalan kaki)
= 7438,632 N/m + 6640,15 N/m + 3600 N/m
= 17723,78 N/m

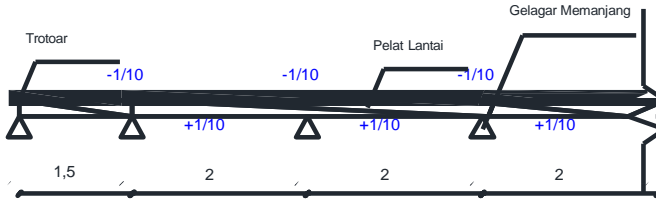
Akibat beban muatan truk “T”

q_{TU} = 292500 N

Dari kedua kombinasi dipilih beban yang terbesar yaitu kombinasi 2 (setelah komposit).

5.2.3.5 Hasil Analisa Momen Ultimate

1. Akibat beban permanen dan beban hidup



Gambar 5.14. Momen akibat beban permanen.

Sumber: (PBI 1971 halaman 195 poin F)

$$\begin{aligned}
 Mu1 &= \frac{1}{10} q_D \cdot b1^2 \\
 &= \frac{1}{10} \times 17732,78 \text{ N/m} \times (2 \text{ m})^2 \\
 &= 7089,51 \text{ Nm} \\
 &\text{(Bernilai positif untuk daerah lapangan dan negatif untuk tumpuan)}
 \end{aligned}$$

2. Akibat beban truk “T”

$$\begin{aligned}
 Mu2 &= 0,8 \times (0,6 \times b1) \times \frac{Tu}{10} \\
 &= 0,8 \times (0,6 \times 2 \text{ m}) \times \frac{292500 \text{ N}}{10} \\
 &= 60840 \text{ Nm} \\
 &= 60,84 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

3. Momen maksimal

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= Mu1 + Mu2 \\
 &= 7089,51 \text{ Nm} + 60840 \text{ Nm} \\
 &= 67929,513 \text{ Nm} \\
 &= 67,930 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.2.4 Perhitungan Pelat *Compodeck* dan Tulangan

5.2.4.1 Perencanaan *Compodeck* Produk LYSAGHT

Acuan dek gelombang diatur pada RSNI T-03-2005 pasal 10.6.2 bahwa *compodeck* harus dirancang dapat memikul: berat sendiri beton tulang (termasuk yang ada di dalam gelombang), beban konstruksi 2277 N/m^2 dan berat sendiri dek gelombang.

1. Sebelum komposit

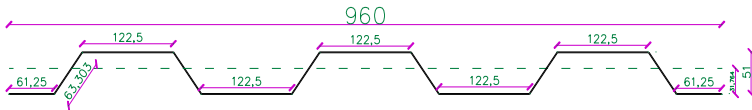
$$\begin{aligned}\text{MuD} &= 7,11 \text{ kNm} \\ &= 7114,8 \text{ Nmm} \\ \text{BMT} &= 0,7 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dimana:

MuD = Momen ultimate sebelum komposit (kNm);

Statis momen (garis netral *compodeck*) dari serat terbawah

$$\begin{aligned}A_{\text{com}} \cdot e &= A1 \cdot X1 + A2X2 + A3X3 + A4X4 \\ e &= \frac{A1 \cdot X1 + A2X2 + A3X3 + A4X4}{A_{\text{com}}} \\ &= \\ &= \frac{(61,25 \cdot 1.0,35) \cdot 2 + (122,5 \cdot 1.50,35) \cdot 3 + (63,30 \cdot 1.25,35) \cdot 6 + (122,5 \cdot 1.0,35) \cdot 2}{1269,7} \\ &= 31,764 \text{ mm}\end{aligned}$$

**Gambar 5.15.** Garis netral *compodeck*.Kekuatan penampang

$$\begin{aligned}W &= \frac{Ix}{e} \\ &= \frac{409687 \text{ mm}^4}{31,764 \text{ mm}} \\ &= 12897,83 \text{ mm}^3\end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned}\frac{M_{UD}}{W} &< f_y \\ \frac{7089520,14 \text{ Nmm}}{12897,83 \text{ mm}^3} &< 550 \text{ Mpa} \\ 549 \text{ MPa} &< 550 \text{ Mpa} \\ (\text{MEMENUHI})\end{aligned}$$

Jadi *compo deck* dengan tebal (BMT) = 0,7 mm mampu menahan beban saat sebelum komposit.

2. Tulangan lentur setelah komposit

$$M_u = 67,95 \text{ kNm}$$

$$= 67954820,14 \text{ Nmm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008 (f_c' - 30)$$

$$= 0,81$$

(RSNI T-12 2004 pasal 5.1-2)

$$\emptyset = 0,8$$

Diameter Tulangan:

$$\text{Tulangan arah } x (D_x) = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan arah } y (D_y) = 10 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} dx &= t - \text{decking} - \emptyset y - \frac{\emptyset x}{2} \\ &= 250 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - \frac{16 \text{ mm}}{2} \\ &= 182 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dy &= t - \text{decking} - \frac{\emptyset y}{2} \\ &= 250 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - \frac{10 \text{ mm}}{2} \\ &= 190 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dimana:

$M_u D$ = Momen ultimate (kNm);

dx = jarak antara serat tekan terluar hingga pusat tulangan tarik untuk tulangan arah melintang (mm);

dy = jarak antara serat tekan terluar hingga pusat tulangan tarik untuk tulangan arah memanjang (mm);

β_1 = faktor distribusi tegangan beton.

Perhitungan tulangan arah melintang

Tahanan momen nominal,

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{Mu}{\phi \times b \times d x^2} \\
 &= \frac{67954820,14 \text{ Nmm}}{0,85 \times 1000 \text{ mm} \times (182 \text{ mm})^2} \\
 &= 2,56 \\
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} \\
 &= \frac{360 \text{ MPa}}{0,85 \times 35 \text{ MPa}} \\
 &= 12,10084
 \end{aligned}$$

Tahanan momen maksimal

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{360 \text{ MPa}} = 0,0038888 \\
 \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_{c'}}{f_y} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] \\
 &= \frac{0,85 \times 0,81 \times 35 \text{ MPa}}{360 \text{ MPa}} \left[\frac{600}{600 + 360 \text{ MPa}} \right] \\
 &= 0,0418359 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0418359 = 0,031377
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{18,49} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,101 \times 2,56}{360 \text{ MPa}}} \right) \\
 &= 0,00746009
 \end{aligned}$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

Maka, pakai $\rho = 0,00746009$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 \text{As pakai} &= \rho \times b \times d x \\
 &= 0,00746009 \times 250 \text{ mm} \times 182 \text{ mm} \\
 &= 1357,735 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak terjauh (maksimum) antara tulangan untuk lebar $b = 1000 \text{ mm}$

$$S_{\text{pakai}} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times 1000}{A_{s_{\text{perlu}}}}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times (16 \text{ mm})^2 \times 1000}{1357,735 \text{ mm}^2}$$

$$= 148,1 \text{ mm}$$

$S_{\text{pakai}} = 130 \text{ mm}$

Jadi pakai, D16 - 200

$$A_s = \frac{1000}{130} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= 7,7 \times \frac{1}{4} \times \pi \times (16 \text{ mm})^2$$

$$= 1547 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{pakai}}}$$

(MEMENUHI)

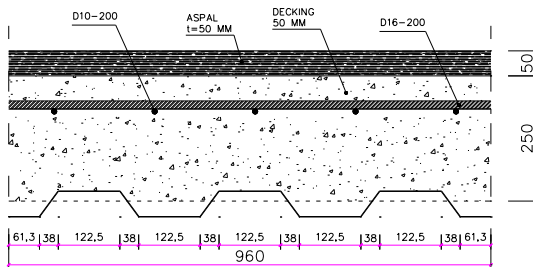
Kontrol kekuatan penampang

$$a = \frac{A_s \cdot f_y + A_{\text{comp}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_w}$$

$$= \frac{1547,253 \text{ mm}^2 \times 360 \text{ MPa} + 889,69 \text{ mm}^2 \cdot 35 \text{ MPa}}{0,85 \times 35 \text{ MPa} \times 1000 \text{ mm}}$$

$$= 35,171 \text{ mm}$$

Statis momen terhadap serat terbawah



Gambar 5.16. Garis netral komposit beton dengan *compodeck*.

$$(A_{\text{comp}} \cdot f_y + A_s \cdot f_y) \cdot Y = A_s \cdot f_y \cdot X_1 + A_{\text{comp}} \cdot f_y \cdot X_2$$

$$\begin{aligned}
 Y_{\text{comp}} &= \frac{As \cdot fy \cdot X1 + A_{\text{comp}} \cdot fy \cdot X2}{A_{\text{comp}} \cdot fy + As \cdot fy} \\
 &= \frac{(1547,253 \cdot 360 \cdot 144) + (889,69 \cdot 550 \cdot 36,171)}{1046340} \\
 &= 91,638 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_{\text{aktual}} &= 250 \text{ mm} - t_{\text{com}}/2 - Y_{\text{comp}} \\
 &= 250 \text{ mm} - (51 \text{ mm})/2 - 91,638 \text{ mm} \\
 &= 183,862 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn_{\text{aktual}} &= (As \cdot fy + A_{\text{comp}} \cdot fy) \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= (1547,253 \times 240 + 889,69 \times 550) \left(183,862 - \frac{3,841}{2} \right) \\
 &= 1,7 \times 10^8 \text{ Nmm} \\
 &= 173,982 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{array}{rcl}
 \emptyset Mn_{\text{aktual}} & \geq & Mu \\
 0,8 \times 173,982 \text{ kNm} & \geq & 67,95 \text{ kNm} \\
 139 \text{ kNm} & \geq & 67,95 \text{ kNm}
 \end{array}$$

(MEMENUHI)

3. Perhitungan tulangan arah memanjang (tulangan susut)

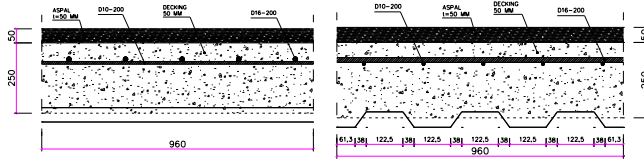
Dipasang tulangan susut dengan ketentuan besar rasio luas tulangan terhadap luas penampang beton untuk struktur yang menggunakan tulangan dengan $f_y = 360 \text{ Mpa}$ sebesar 0,002, sehingga didapatkan luas tulangan yang digunakan:

$$\begin{aligned}
 As &= 0,002 \times b \times d_y \\
 &= 0,002 \times 1000 \text{ mm} \times 190 \text{ mm} \\
 &= 380 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan:

Pakai D10 – 200 ($As = 392,9 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu}$)

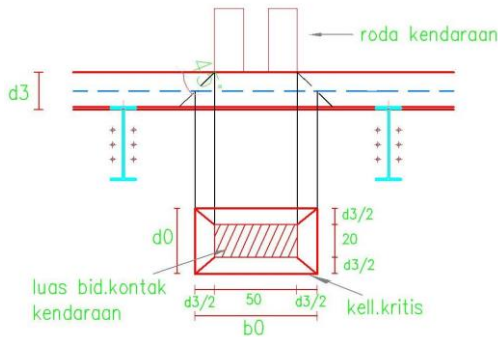
(MEMENUHI)



Gambar 5.17. Potongan pelat lantai kendaraan arah y dan x.

4. Kontrol terhadap geser pons

Muatan 'T' diambil sebesar $P = 112,5 \text{ KN}$ dengan luas bidang kontak roda $500 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$. posisi dan luas bidang kontak seperti pada gambar dibawah ini :



Gambar 5.18. Bidang kritis plat lantai kendaraan.

$$\begin{aligned} b_0 &= 50 + 2 \cdot \left(\frac{d_3}{2} \right) \\ &= 50 \text{ cm} + 2 \cdot \left(\frac{25 \text{ cm}}{2} \right) \\ &= 75 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_0 &= 20 + 2 \cdot \left(\frac{25 \text{ cm}}{2} \right) \\ &= 45 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{b_0}{d_0} \\ &= \frac{750 \text{ mm}}{450 \text{ mm}} \end{aligned}$$

$$= 1,667$$

Keliling kritis

$$\begin{aligned} U &= 2 \times (b_0 + d_0) \\ &= 2 \times (75 \text{ cm} + 45 \text{ cm}) \\ &= 2400 \text{ mm} \end{aligned}$$

Luas bidang kritis

$$\begin{aligned} A_k &= d_3 \times U \\ &= 250 \text{ mm} \times 2400 \text{ mm} \\ &= 600000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Gaya geser

Gaya geser ultimate (akibat beban truk “T”)

$$T = 112,5 \text{ kN (SNI 1725:2016 pasal 8.4.1)}$$

$$\begin{aligned} V_u &= T \times (1 + FBD) \times \gamma_{TT} \\ &= 112,5 \text{ kN} \times (1 + 30\%) \times 2 \\ &= 292,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser nominal

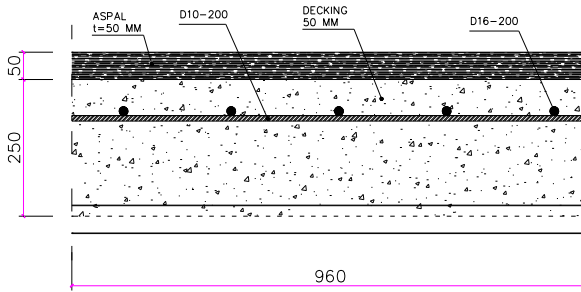
$$\begin{aligned} V_c &= \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f_c}}{6} \times U \times dx \\ &= \left(1 + \frac{2}{1,667}\right) \frac{\sqrt{35 \text{ MPa}}}{6} \times 2400 \text{ mm} \times 182 \text{ mm} \\ &= 1668640,6 \text{ N} \\ &= 1668,406 \text{ kN} \\ \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 1668,406 \text{ kN} \\ &= 1001,184 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat;

$$\begin{array}{ll} V_u & < \phi V_c \\ 292,5 \text{ kN} & < 1001,184 \text{ kN} \end{array}$$

(MEMENUHI)

Jadi plat lantai kendaraan dengan tebal 250 mm aman terhadap geser pons.



Gambar 5.19. Penulangan pelat lantai kendaraan.

BAB 6

Figure 1 is an elevation view of the bridge deck and piers. It shows a cross-section of the bridge structure with various dimensions and labels. The total height of the bridge is 35,000 mm. The pier height is 6,000 mm. The deck width is 12,000 mm. The diagram includes several elevation points: +34.50, +34.00, +33.50, +33.00, +32.50, +32.00, +31.50, +31.00, +30.50, +30.00, +29.50, +29.00, +28.50, +28.00, +27.50, +27.00, +26.50, +26.00, +25.50, +25.00, +24.50, +24.00, +23.50, +23.00, +22.50, +22.00, +21.50, +21.00, +20.50, +20.00, +19.50, +19.00, +18.50, +18.00, +17.50, +17.00, +16.50, +16.00, +15.50, +15.00, +14.50, +14.00, +13.50, +13.00, +12.50, +12.00, +11.50, +11.00, +10.50, +10.00, +9.50, +9.00, +8.50, +8.00, +7.50, +7.00, +6.50, +6.00, +5.50, +5.00, +4.50, +4.00, +3.50, +3.00, +2.50, +2.00, +1.50, +1.00, +0.50, +0.00. The diagram also shows the location of the 'RATON ROOM', 'NEW 200 250 11', 'NEW LANSING', 'NEW 200 250 11', and 'NEW 200 250 11'.

6.1 Preliminary Design

Panjang jembatan	=	180 m
Lebar jembatan	=	15 m
Jarak antar gelagar memanjang (b1)	=	2 m
Jarak antar gelgar melintang (L)	=	5 m
Tebal pelat lantai (t _p)	=	25 cm

Tebal *compodeck* $(t_c) = 0,7 \text{ mm}$

Data Material

Berat jenis material

$$\gamma_{\text{beton}} = 22770 \text{ N/m}^3$$

$$\gamma_{\text{aspal}} = 22000 \text{ N/m}^3$$

$$\gamma_{\text{baja}} = 78500 \text{ N/m}^3$$

$$\gamma_{\text{compodeck}} = 85,2 \text{ N/m}^3$$

Mutu Bahan

Baja = BJ 55

$$f_y = 410 \text{ MPa}$$

$$f_u = 550 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

Tabel 6.1. Sifat mekanis baja.

Sifat Mekanis Profil Baja	Besaran	Satuan
Modulus Geser (G)	76923.07692	MPa
Poisson (μ)	0.3	
Koefisien Pemuaian	0.000012	°C

Dimana;

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \mu)} = \frac{200000 \text{ MPa}}{2 \times (1 + 0,3)} = 76923,077 \text{ MPa}$$

$$\text{Beton } (f_c') = 35 \text{ MPa}$$

$$W = 22770 \text{ N/m}^3$$

$$E_c = 0,043 \times W^{1,5} \times f_c'^{0,5}$$

$$= 27640,572 \text{ MPa}$$

Direncanakan *stud connector* (ARCFIX *Stud Welding*)

$$D = 22 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times (25 \text{ mm})^2$$

$F_u = 707,143 \text{ mm}^2$
 $= 410 \text{ MPa}$



Shear Connectors

Headed Shear Connectors are used as an essential component in composite beam design and construction.

Shank Diameter (d)	Length (L) tolerance	Head Diameter tolerance	Minimum head height HT
19.0 +0.00 -0.38	±1.6	31.7 ± 0.4	9.5
22.2 +0.00 -0.38	±1.6	34.9 ± 0.4	9.5

Material	LOW CARBON STEEL AS1445 S1010 to S1020 Or K1010 to K1020		
Mechanical Properties	Tensile Yield Elongation Reduction of area	→ 410MPa (min) 345MPa (min) 12% 50% (min)	

Shear Connectors		
Size	Part Number	Pack Size
13 X 50	ESC11-13-050	250
13 X 75	ESC11-13-075	150
13 X 100	ESC11-13-100	125
16 X 75	ESC11-16-075	125
16 X 100	ESC11-16-100	100
16 X 150	ESC11-16-150	75
19 X 75	ESC11-19-075	100
19 X 95	ESC11-19-095	75
19 X 100	ESC11-19-100	75
19 X 105	ESC11-19-105	75
19 X 115	ESC11-19-115	60
19 X 120	ESC11-19-120	60
19 X 127	ESC11-19-127	60
19 X 150	ESC11-19-150	50
19 X 178	ESC11-19-178	45
19 X 198	ESC11-19-198	40
22 X 100	ESC11-22-100	50
22 X 125	ESC11-22-125	50
22 X 150	ESC11-22-150	40
22 X 178	ESC11-22-178	40
22 X 198	ESC11-22-198	35



Gambar 6.2. Shear connector.

6.2 Perencanaan Gelagar Memanjang

6.2.1 Data-Data Perencanaan

Pada perencanaannya gelagar memanjang diasumsikan sebagai *simple beam*. Direncanakan menggunakan profil WF 488.300.18.11.

Table 6.1. Sifat mekanis profil gelgar memanjang.

Sifat Mekanis Profil Baja	Besaran	Satuan
---------------------------	---------	--------

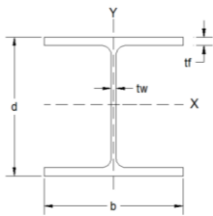
Modulus Elastisitas Baja (E)	200000	MPa
Modulus Geser (G)	76923.07692	MPa
Poisson (μ)	0.3	
Koefisien Pemuaian	0.000012	°C
Konstanta Torsi (J)	1374923.333	mm ⁴
Konstanta Warping (C_w)	4.47323E+12	mm ⁶

Dimana;

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \mu)}$$
$$= \frac{200000 \text{ MPa}}{2 \times (1 + 0,3)} = 76923,077 \text{ MPa}$$

$$J = \frac{(2 \times b f \times t f^3) + [(d - t f) \times t w^3]}{3} = 1374923,333 \text{ mm}^4$$

$$C_w = \frac{(d - t f)^2 \times b f^3 \times t f}{24} = 4,4732 \times 10^{12} \text{ mm}$$



A	16350	mm ²	hf	470	mm
tw	11	mm	r	26	mm
tf	18	mm	ix	208.4	mm
I_x	710000000	mm ⁴	iy	70.4	mm
I_y	81100000	mm ⁴	S_x	2910000	mm ³
bf	300	mm	S_y	541000	mm ³
d	488	mm	Z_x	3099836	mm ³
hw	452	mm	W	128.35	kg/m

Z_y	823673	mm^3
-------	--------	---------------

Gambar 6.3. Profil WF.

Dimana;

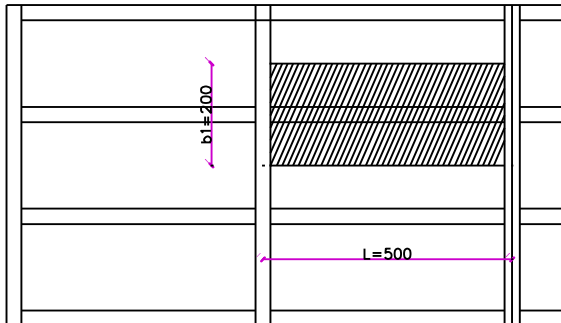
$$S_x = \text{Modulus penampang elastis sumbu x} \\ = \frac{I_x}{\frac{d}{2}} = 2910000 \text{ mm}^3$$

$$S_y = \text{Modulus penampang elastis sumbu y} \\ = \frac{I_y}{\frac{bw}{2}} = 541000 \text{ mm}^3$$

$$Z_x = \text{Modulus penampang plastis sumbu x} \\ = \frac{tw \times hw^2}{4} + hf \times tf \times bf = 3099836 \text{ mm}^3$$

$$Z_y = \text{Modulus penampang plastis sumbu y} \\ = \frac{hw \times tw^2 + 2 \times tf \times bf^2}{4} = 823673 \text{ mm}^3$$

6.2.2 Analisa Pembebanan

**Gambar 6.4.** Distribusi beban pada gelagar memanjang.

6.2.2.1 Beban Permanen

Beban Mati (MS)

Diatur dalam SNI 1725:2016 pasal 7.2

$$1. \text{ Berat pelat lantai} = d2 \times \gamma_{\text{beton}} \times b1 \times \gamma_{\text{MS}} \\ = 0,25 \text{ m} \times 22770 \text{ N/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 1,3$$

$$= 14800,5 \text{ N/m'}$$

2. Berat profil baja WF

$$= 1284 \text{ N/m} \times \gamma_{\text{MS}}$$

$$= 1284 \text{ N/m} \times 1,1$$

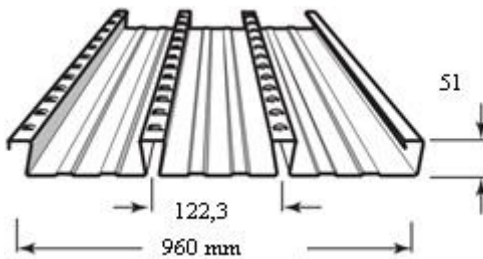
$$= 1412 \text{ N/m}$$

3. Berat *Compodeck*

$$= A_{\text{per m'}} \times B_J \times b_1 \times \gamma_{\text{MS}}$$

$$= 0,8897 \text{ m}^2/\text{m} \times 85,2 \text{ N/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 1,1$$

$$= 16,676 \text{ N/m'}$$



Gambar 6.5. *Compodeck LYSAGHT.*

Beban mati tambahan/utilitas (MA)

Diatur dalam SNI 1725:2016 pasal 7.3

1. Berat aspal

$$= d_4 \times \gamma_{\text{aspal}} \times b_1 \times \gamma_{\text{MT}}$$

$$= 0,05 \text{ m} \times 22000 \text{ N/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 2$$

$$= 2860 \text{ N/m'}$$

2. Berat trotoar

$$= t_{\text{trotoar}} \times \gamma_{\text{beton}} \times b_1 \times \gamma_{\text{MT}}$$

$$= 0,2 \text{ m} \times 22770 \text{ N/m}^3 \times 1,5 \text{ m} \times 1,3$$

$$= 8880,3 \text{ N/m'}$$

3. Berat hujan

$$= t \times \gamma_{\text{air}} \times b_1$$

$$= 0,05 \text{ m} \times 10000 \text{ N/m}^3 \times 2 \text{ m}$$

$$= 1000 \text{ N/m'}$$

6.2.2.2 Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri atas beban lajur "D" dan beban truk "T", diatur dalam peraturan SNI 1725:2016 pasal 8.

Beban “D” (TD)

1. BTR



Gambar 6.6. Permodelan struktur beban BTR.

$$L = 180 \text{ m}$$

$$\text{Karena } L > 30 \text{ m}$$

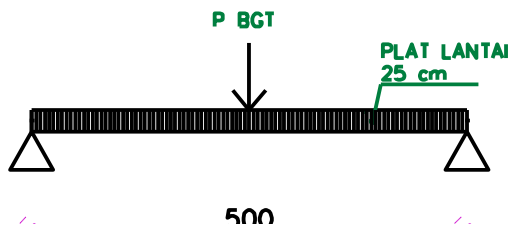
maka,

$$\begin{aligned} q &= 9 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa} \\ &= 9 \left(0,5 + \frac{15}{180 \text{ m}} \right) \text{ kPa} \\ &= 5,25 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{\text{BTR}} &= q \times \lambda \times \gamma_{\text{TD}} \\ &= 5,25 \text{ kN/m}^2 \times 2 \text{ m} \times 2 \\ &= 21 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. BGT

Beban garis (BGT) merupakan beban berjalan yang ditempatkan tegak lurus dari arah lalu-lintas pada jembatan dimana besarnya.



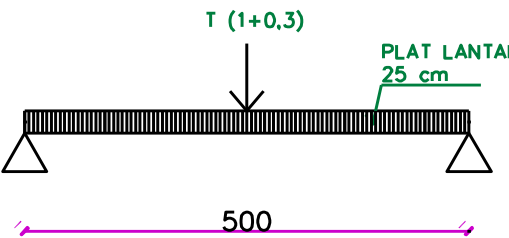
Gambar 6.7. Permodelan balok beban BGT.

$$P = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{FBD} = 30\%$$

$$\begin{aligned} q_{BGT} &= p \times (1 + FBD) \times \gamma_{TD} \\ &= 49 \text{ kN/m} \times (1 + 0,3) \times 2 \\ &= 127,4 \text{ kN/m} \\ PBGT &= q_{BGT} \times b1 \\ &= 127,4 \text{ kN/m} \times 2 \text{ m} \\ &= 254,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Truk (T)
Beban truk "T" tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban "D", dimana besaran untuk nilai T = 112,5 kN (SNI 1725:2016 pasal 8.4.1)



Gambar 6.8. Permodelan balok akibat beban "T".

$$\begin{aligned} T &= 112,5 \text{ kN} \\ T_u &= T \times (1 + FBD) \times \gamma_{TT} \\ &= 112,5 \text{ kN} \times (1 + 0,3) \times 2 \\ &= 263,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

6.2.2.3 Rekapitulasi Beban

Berikut merupakan rekapitulasi pembebanan untuk beban permanen dan beban lalu lintas:

Tabel 6.2. Rekapitulasi beban pada gelagar memanjang.

Jenis Beban	Beban Nominal (N/m)	LF Ultimite	Beban Ultimite (N/m)
Berat Sendiri (MS)			
Beban pelat lantai	11385	1.3	14800.5

Berat sendiri profil	1283.5	1.1	1411.85
Beban Compodeck	15.1603	1.1	16.676
Berat Tambahan (MA)			
Beban aspal	2200	1.3	2860
Beban hujan	500	2	1000
Beban trotoar	6831	1.3	8880.3
Beban "T" (kN)			
Beban Truk "T"	131.625	2	263.25
Beban "D" (kN/m)			
Beban BTR	10.5	2	21
Beban BGT	63.7	2	127.4

Kombinasi pembebanan

Untuk mendapatkan pengaruh yang paling kritis, beban dikombinasikan berdasarkan kondisi ultimit.

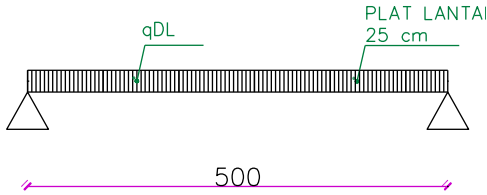
Tabel 6.3. Kombinasi pembebanan akibat beban mati dan hidup.

Model	Kombinasi
1	MS + MA + "D"
2	MS + MA + "T"

6.2.3 Analisa Gaya Dalam

Dalam perencanaanya menggunakan AISC-LRFD sehingga beban dikategorikan dalam kondisi batas (*ultimite*). Analisa dilakukan dengan menggunakan perletakan sederhana (*simple beam*).

Akibat Beban Permanen



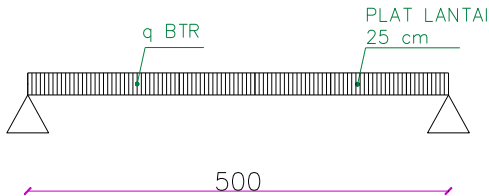
Gambar 6.9. Akibat beban permanen.

$$\begin{aligned}
 1. \quad VDL &= \frac{1}{2} \times qDL \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 20,089 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m} \\
 &= 50,223 \text{ kN} \\
 2. \quad MDL &= \frac{1}{8} \times qDL \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 20,089 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \\
 &= 62,778 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Akibat Beban Lalu Lintas

Beban “D”

1. BTR



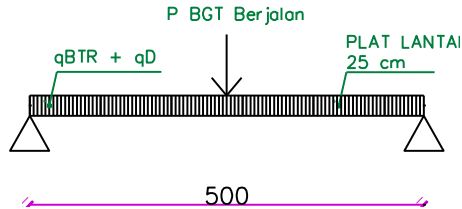
Gambar 6.10. Akibat beban BTR.

$$\begin{aligned}
 V_{BTR} &= \frac{1}{2} \times qBTR \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 21 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m} \\
 &= 52,5 \text{ kN} \\
 M_{BTR} &= \frac{1}{8} \times qBTR \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 21 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$= 65,625 \text{ kNm}$$

2. BGT

Beban P_{BGT} berjalan diletakkan di tengah bentang untuk mendapatkan nilai M_{max} .



Gambar 6.11. Akibat beban BGT.

$$\begin{aligned} V_{BGT} &= \frac{1}{2} \times PBGT \\ &= \frac{1}{2} \times 254,8 \text{ kN} \\ &= 127,4 \text{ kN} \\ M_{BGT} &= \frac{1}{4} \times PBGT \times L \\ &= \frac{1}{8} \times 254,8 \text{ kN} \times 5 \text{ m} \\ &= 318,5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

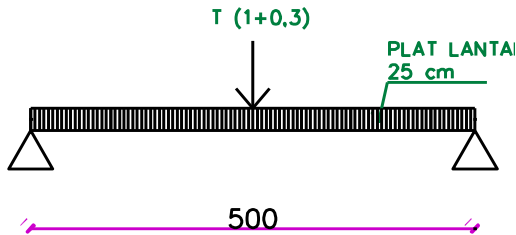
3. Momen “D” + MDL

$$\begin{aligned} M^{\text{“D”}} &= M_{BTR} + M_{BGT} + M_{DL} \\ &= 65,625 \text{ kNm} + 318,5 \text{ kNm} + 62,778 \text{ kNm} \\ &= 446,903 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Beban “T”

1. “T”

Beban $P^{\text{“T”}}$ berjalan diletakkan di tengah bentang untuk mendapatkan nilai M_{max} .



Gambar 6.12. Akibat beban "T".

$$\begin{aligned}
 V_T &= \frac{1}{2} \times P''T'' \\
 &= \frac{1}{2} \times 263,25 \text{ kN} \\
 &= 131,625 \text{ kN} \\
 M_T &= \frac{1}{4} \times P''T'' \times L \\
 &= \frac{1}{8} \times 263,25 \text{ kN} \times 5 \text{ m} \\
 &= 329,063 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

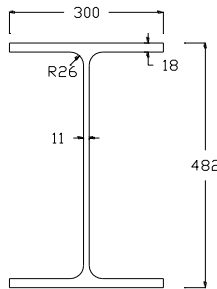
2. Momen "T" + MDL

$$\begin{aligned}
 M''T'' &= M_T + M_{DL} \\
 &= 329,063 \text{ kNm} + 62,778 \text{ kNm} \\
 &= 391,841 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen maksimal

Momen terbesar akibat beban "D" = 446,903 kNm

6.2.4 Analisa Kapasitas Penampang



Gambar 6.13. Profil WF.

6.2.4.1 Kontrol Tekuk Lokal

1. Badan

$$\lambda < \lambda_p$$

$$h = d - 2(t_f + r) = 400 \text{ mm}$$

$$\frac{\frac{h}{t_w}}{\frac{400 \text{ mm}}{11}} < \frac{\frac{1680}{\sqrt{f_y}}}{\frac{1680}{\sqrt{410}}}$$

$$36,36 < 82,969$$

2. Sayap

$$\lambda < \lambda_p$$

$$\frac{\frac{b}{2 t_f}}{\frac{300 \text{ mm}}{2 \cdot 18 \text{ mm}}} < \frac{\frac{170}{\sqrt{f_y}}}{\frac{170}{\sqrt{410}}}$$

$$8,333 < 8,396$$

(PENAMPANG KOMPAK)

6.2.4.2 Kontrol Lateral Buckling

$$1. L_b = 5000 \text{ mm (Jarak antar gelagar memanjang)}$$

$$2. L_p = 1,76 \times i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1,76 \times 70,4 \text{ mm} \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{410 \text{ MPa}}}$$

$$= 2736,58 \text{ mm}$$

$$3. \quad L_r = r_y \left[\frac{X_1}{fL} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 f L^2}}$$

Dimana;

$$fL = f_y - 70$$

$$= 340 \text{ MPa}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}}$$

$$= 14202,281 \text{ MPa}$$

$$X_2 = 4 \left(\frac{S_x}{G J} \right)^2 \frac{S_w}{I_y}$$

$$= 0,000167 \text{ mm}^4/\text{N}^2$$

$$L_r = 70,4 \left[\frac{14202,281}{340} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,000167 \cdot 340^2}}$$

$$= 6900,95 \text{ mm}$$

$$= 6,901 \text{ m}$$

Jadi, karena $L_p < L_b < L_r$

Maka, merupakan BENTANG MENENENGAH

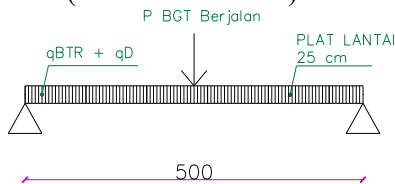
$$M_n = C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{(L_r - L_b)}{(L_r - L_p)} \right]$$

6.2.4.3 Kuat Nominal Lentur Penampang

Momen ultimate

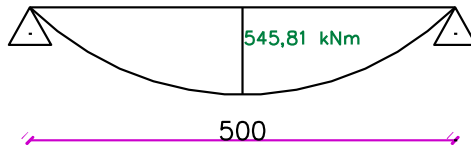
Momen maksimum terjadi saat beban berada di tengah bentang

1. Kombinasi 1 (Akibat beban “D”)



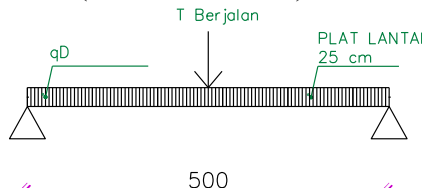
Gambar 6.14. Pembebanan “D”.

$$\begin{aligned} M^{\text{“D”}} &= 65,625 \text{ kNm} + 318,5 \text{ kNm} + 62,778 \text{ kNm} \\ &= 446,903 \text{ kNm} \end{aligned}$$



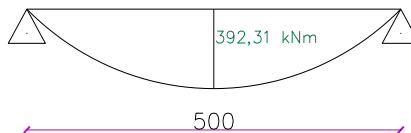
Gambar 6.15. Momen akibat beban "D".

2. Kombinasi 2 (Akibat beban "T")



Gambar 6.16. Pembebanan "T".

$$\begin{aligned}
 M_{\text{"D"}} &= M_D + M_T \\
 &= 63,247 \text{ kNm} + 329,06 \text{ kNm} \\
 &= 392,31 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$



Gambar 6.17. Momen akibat beban "D".

3. Momen maksimal

diambil gaya geser aktual yang terjadi akibat beban "D"

$$M_u = 545,81 \text{ kNm}$$

Kuat Nominal Lentur

$$\begin{aligned}
 1. \quad M_n &= \text{Bentang menengah} \\
 &= C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{(L_r - L_b)}{(L_r - L_p)} \right]
 \end{aligned}$$

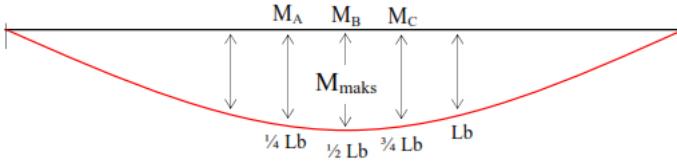
Dimana;

$$\begin{aligned}
 M_r &= S_x (f_y - f_r) \\
 &= 2910000 \times (410 - 70) = 989400 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$M_p = Z_x \times f_y$$

$$= 3099836 \text{ mm}^3 \times 410 \text{ MPa} = 1,270 \times 10^9 \text{ Nmm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$



Gambar 6.18. Bidang momen pada segmen perhitungan C_b .

$$R_A = \frac{[(qD + qBTR) \times Lb] + PBGT}{2}$$

$$= \frac{41,089 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m} + 254,8 \text{ kN}}{2} = 230,1225 \text{ kN}$$

$$M_A = \frac{1}{4} Lb = 1,25 \text{ m}$$

$$= 230,1225 \times 1,25 - \frac{1}{2} \times 41,089 \times 1,25^2$$

$$= 255,52 \text{ kNm}$$

$$M_B = \frac{1}{2} Lb = 2,5 \text{ m}$$

$$= 230,1225 \times 2,5 - \frac{1}{2} \times 41,089 \times 2,5^2$$

$$= 446,903 \text{ kNm}$$

$$M_C = \frac{3}{4} Lb = 3,75 \text{ m}$$

$$= 230,1225 \times 3,75 - \frac{1}{2} \times 41,089 \times 3,75^2$$

$$= 255,52 \text{ kNm}$$

$$M_{MAX} = \frac{1}{2} Lb = 2,5 \text{ m}$$

$$= 230,1225 \times 2,5 - \frac{1}{2} \times 41,089 \times 2,5^2$$

$$= 446,903 \text{ kNm}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 446,903}{2,5 \times 446,903 + 3 \times 255,52 + 4 \times 446,903 + 3 \times 255,52}$$

$$= 1,258 < 2,03$$

Maka;

$$M_n = 1,258 \left[989400 + (1,27 \cdot 10^9 - 989400) \frac{(6900,95 - 5000)}{(6900,95 - 2736,58)} \right]$$

$$M_n = 729975717,1 \text{ Nmm} = 729,976 \text{ kNm}$$

2. Syarat:

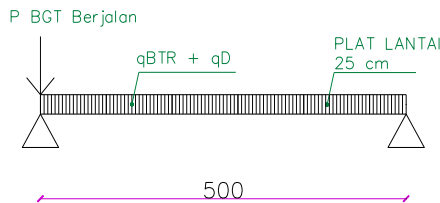
$$\begin{array}{rcl}
 \phi M_{n\text{aktual}} & \geq & M_u \\
 0,9 \times 729,976 \text{ kNm} & \geq & 545,81 \text{ kNm} \\
 656,978 \text{ kNm} & \geq & 545,81 \text{ kNm} \\
 (\text{MEMENUHI})
 \end{array}$$

6.2.4.4 Kontrol Nominal Geser Penampang

Geser ultimate

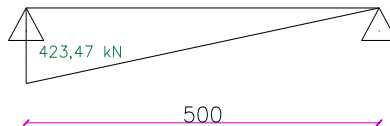
Kuat geser maksimum terjadi saat beban berada di perletakan

1. Kombinasi 1 (Akibat beban "D")



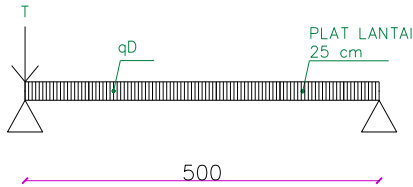
Gambar 6.19. Pembebanan "D".

$$\begin{aligned}
 V \text{ "D"} &= P_{BGT} + \frac{1}{2} (q_{BTR} + q_D) \times L \\
 &= 254,8 \text{ kN} + 89,543 \text{ kN} \\
 &= 344,343 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



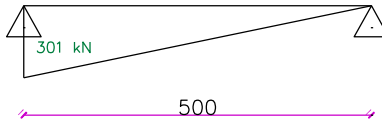
Gambar 6.20. Geser akibat beban "D".

2. Kombinasi 2 (Akibat beban "T")



Gambar 6.21. Pembebanan "T".

$$\begin{aligned}
 V \text{ "T"} &= P_{BGT} + \frac{1}{2} (q_D) \times L \\
 &= 254,8 \text{ kN} + 37,4 \text{ kN} \\
 &= 301 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

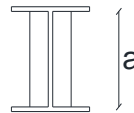


Gambar 6.22. Geser akibat beban "T".

3. Gaya geser maksimal diambil gaya geser aktual yang terjadi akibat beban "D"
- $$V_u = 344,343 \text{ kN}$$

Kuat geser nominal

$$\begin{aligned}
 1. \quad K_n &= 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \\
 a &= d - (2 \times t_f) \\
 &= 488 - (2 \times 18 \text{ mm}) \\
 &= 452 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Jadi,

$$K_n = 5 + \frac{5}{(452/488)^2} = 10,828$$

2. Kuat geser nominal

$$\begin{aligned}
 \frac{h}{t_w} &\leq 1,10 \sqrt{\frac{K_n E}{f_y}} \\
 \frac{480 \text{ mm}}{11 \text{ mm}} &\leq 1,10 \sqrt{\frac{10,828 \times 200000 \text{ MPa}}{410 \text{ MPa}}} \\
 36,4 &\leq 79,945
 \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

Maka, menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \\ &= 0,6 \times 410 \text{ MPa} \times 4400 \text{ mm}^2 \\ &= 1082400 \text{ N} \\ &= 1082,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Syarat:

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi V_n \\ 423,47 \text{ kN} &\leq 0,9 \times 1082,4 \text{ kN} \\ 423,47 \text{ kN} &\leq 974,16 \text{ kN} \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

6.2.4.5 Interaksi Geser Lentur

Karena, momen lentur dipikul oleh seluruh penampang, maka selain memenuhi syarat lentur dan geser diatas, gelagar harus direncanakan untuk memikul kombinasi lentur dan geser yaitu:

$$\begin{aligned} \frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} &\leq 1,375 \\ \frac{545,81 \text{ kNm}}{656,978 \text{ kNm}} + 0,625 \frac{423,47 \text{ kN}}{974,16 \text{ kN}} &\leq 1,375 \\ 0,9967 &\leq 1,375 \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

6.2.4.6 Kontrol Lendutan

Lendutan dianalisa berdasarkan kemampuan layan akibat beban hidup untuk gelagar memanjang. Menurut RSNI T-03-2005 ps. 4.7.2 menyatakan lendutan maksimum gelagar diatas dua tumpuan adalah $L/800$. Persyaratan dan pembatasan lendutan pada balok adalah dihitung akibat beban layan yaitu beban hidup.

Kontrol lendutan

1. Lendutan yang terjadi (Δ)

Akibat beban permanen (q_{DL})

$$\begin{aligned} \Delta_{O1} &= \frac{L}{384} \times \frac{q_{DL} \times L^4}{EI} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{14,817 \times (5000)^4}{200000 \times 81100000} \end{aligned}$$

$$= 0,173 \text{ mm}$$

Akibat beban “D”

$$\begin{aligned}\Delta_{O_2} &= \frac{L}{384} \times \frac{q_{BTR} \times L^4}{EI_y} + \frac{1}{48} \times \frac{P_{BGT} \times L^3}{EI_y} \\ &= \frac{12}{384} \times \frac{21 \times (5000)^4}{200000 \times 81100000} + \frac{1}{48} \times \frac{254,8.10^3 \times (5000)^3}{200000 \times 81100000} \\ &= 0,607 \text{ mm}\end{aligned}$$

Akibat beban “T”

$$\begin{aligned}\Delta_{O_3} &= \frac{1}{48} \times \frac{P_T \times L^3}{EI_y} \\ &= \frac{1}{48} \times \frac{263,25.10^3 \times (5000)^3}{200000 \times 81100000} \\ &= 0,00019 \text{ mm}\end{aligned}$$

Lendutan total

$$\begin{aligned}\Delta_o &= \Delta_{O_1} + \Delta_{O_2} + \Delta_{O_3} \\ &= 0,173 \text{ mm} + 0,607 \text{ mm} + 0,00019 \text{ mm} \\ &= 0,7796 \text{ mm}\end{aligned}$$

2. Batas lendutan ijin (Δ_o)

$$\begin{aligned}\Delta &= \frac{1}{800} \lambda \\ &= \frac{1}{800} \times 5 \text{ m} \\ &= 6,25 \text{ mm}\end{aligned}$$

3. Syarat

$$\begin{aligned}\Delta_o &\leq \Delta \\ 0,7796 \text{ mm} &\leq 6,25 \text{ mm} \\ (\text{MEMENUHI})\end{aligned}$$

Jadi, gelagar memanjang WF 488 300 18 11 bisa digunakan.

6.3 Gelagar Melintang

Direncanakan menggunakan profil WF 900.300.28.16

Table 6.2. Sifat mekanis profil gelagar melintang.

Sifat Mekanis Profil Baja	Besaran	Satuan
Modulus Elastisitas Baja (E)	200000	MPa
Modulus Geser (G)	76923.07692	MPa

Poisson (μ)	0.3	
Koefisien Pemuaian	0.000012	°C
Konstanta Torsi (J)	5580970,667	mm ⁴
Konstanta Warping (C_w)	2.39521E+13	mm ⁶

Dimana;

G

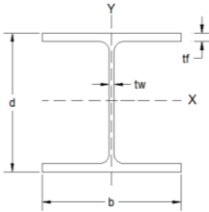
$$= \frac{E}{2 \times (1 + \mu)}$$
$$= \frac{200000 \text{ MPa}}{2 \times (1 + 0,3)} = 76923,077 \text{ MPa}$$

J

$$= \frac{(2 \times b f \times t f^3) + [(d - t f) \times t w^3]}{12} = 5580970,667 \text{ mm}^4$$

C_w

$$= \frac{(d - t f)^2 \times b f^3 \times t f}{24} = 2,39521 \times 10^{13} \text{ mm}^6$$



A	30980	mm ²	h_f	872	mm
t_w	16	mm	r	28	mm
t_f	28	mm	i_x	364.2	mm
I_x	4110000000	mm ⁴	i_y	63.8	mm
I_y	126000000	mm ⁴	S_x	9133000	mm ³
$b f$	300	mm	S_y	840000	mm ³
d	900	mm	Z_x	10174144	mm ³
h_w	844	mm	W	243.19	kg/m
			Z_y	1314016	mm ³

Gambar 6.23. Profil WF.

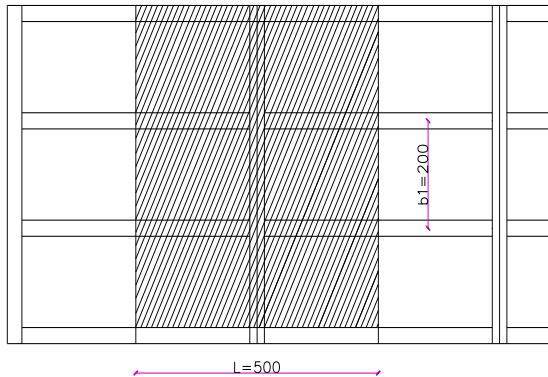
Dimana;

$$\begin{aligned}
 S_x &= \text{Modulus penampang elastis sumbu x} \\
 &= \frac{Ix}{\frac{d}{2}} = 9133000 \text{ mm}^3 \\
 S_y &= \text{Modulus penampang elastis sumbu y} \\
 &= \frac{Iy}{\frac{bw}{2}} = 840000 \text{ mm}^3 \\
 Z_x &= \text{Modulus penampang plastis sumbu x} \\
 &= \frac{tw \times hw^2}{4} + hf \times tf \times bf = 10174144 \text{ mm}^3 \\
 Z_y &= \text{Modulus penampang plastis sumbu y} \\
 &= \frac{hw \times tw^2 + 2 \times tf \times bf^2}{4} = 1314016 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

Direncanakan *stud connector* (ARCFIX *Stud Welding*)

$$\begin{aligned}
 D &= 22 \text{ mm} \\
 A_{sc} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times (25 \text{ mm})^2 \\
 &= 707,143 \text{ mm}^2 \\
 F_u &= 400 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

6.3.1 Analisa Pembebanan



Gambar 6.24. Distribusi pembebanan pada gelagar melintang.

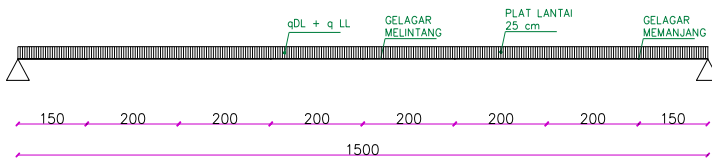
6.3.1.1 Beban Permanen

Pada analisa pembebanan permanen pada gelagar melintang terbagi menjadi dua yaitu, pembebanan sebelum komposit berupa beban mati sendiri (MS) dan pembebanan setelah komposit berupa beban mati tambahan (MA).

Sebelum Komposit

Beban Mati (MS)

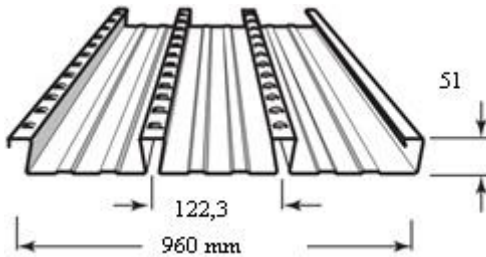
Diatur dalam SNI 1725:2016 pasal 7.2



Gambar 6.25. Detail analisa pembeban permanen.

1. Berat pelat lantai $= d2 \times \gamma_{\text{beton}} \times L \times \gamma_{\text{MS}}$
 $= 0,25 \text{ m} \times 22770 \text{ N/m}^3 \times 5 \text{ m} \times 1,3$
 $= 37001,25 \text{ N/m}'$
2. Berat profil baja WF melintang
 $= 2431,9 \text{ N/m} \times \gamma_{\text{MS}}$
 $= 2431,9 \text{ N/m} \times 1,1$
 $= 2675,09 \text{ N/m}$
3. Berat profil baja WF memanjang
 $= 1284 \text{ N/m} \times \gamma_{\text{MS}}$
 $= 1284 \text{ N/m} \times 1,1$
 $= 1411,85 \text{ N/m}$
4. Berat bekisting $= \gamma_{\text{kayu}} \times L \times \gamma_{\text{MS}}$
 $= 780 \text{ N/m}^2 \times 5 \text{ m} \times 1,3$
 $= 5460 \text{ N/m}'$
5. Berat hujan $= t_{\text{hujan}} \times \gamma_{\text{air}} \times L \times \gamma_{\text{MS}}$
 $= 0,05 \text{ m} \times 10000 \text{ N/m}^3 \times 5 \text{ m} \times 1$
 $= 12500 \text{ N/m}'$
6. Berat *Compodeck*

$$\begin{aligned}
 &= A_{per} \text{ m}' \times B_J \times L \times \gamma_{MS} \\
 &= 0,8897 \text{ m}^2/\text{m} \times 85,2 \text{ N/m}^3 \times 5 \text{ m} \times 1,1 \\
 &= 416,909 \text{ N/m}'
 \end{aligned}$$

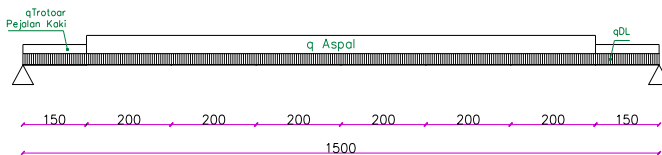


Gambar 6.26. Compodeck LYSAGHT.

Setelah komposit

Beban mati tambahan/utilitas (MA)

Diatur dalam SNI 1725:2016 pasal 7.3



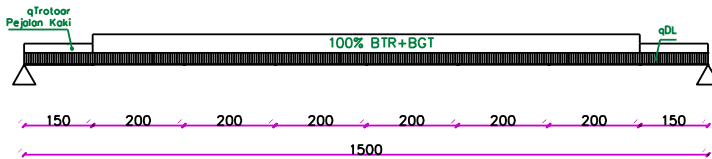
Gambar 6.27. Detail analisa beban tambahan.

1. Berat aspal
$$\begin{aligned}
 &= d_4 \times \gamma_{aspal} \times L \times \gamma_{MT} \\
 &= 0,05 \text{ m} \times 22000 \text{ N/m}^3 \times 5 \text{ m} \times 2 \\
 &= 7150 \text{ N/m}'
 \end{aligned}$$
2. Trotoar
$$\begin{aligned}
 &= t_{trotoar} \times \gamma_{beton} \times L \times \gamma_{MT} \\
 &= 0,2 \text{ m} \times 22770 \text{ N/m}^3 \times 5 \text{ m} \times 1,3 \\
 &= 29601 \text{ N/m}'
 \end{aligned}$$

6.3.1.2 Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri atas beban lajur "D" dan beban truk "T", diatur dalam peraturan SNI 1725:2016 pasal 8.

Beban "D" (TD)



Gambar 6.28. Analisa beban "D".

1. BTR

$$L = 180 \text{ m}$$

$$\text{Karena } L > 30 \text{ m}$$

maka,

$$\begin{aligned} q &= 9 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa} \\ &= 9 \left(0,5 + \frac{15}{180 \text{ m}} \right) \text{ kPa} \\ &= 5,25 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{\text{BTR}} &= q \times \lambda \times \gamma_{\text{TD}} \\ &= 5,25 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} \times 2 \\ &= 52,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. BGT

Beban garis (BGT) merupakan beban berjalan yang ditempatkan tegak lurus dari arah lalu-lintas pada jembatan dimana besarnya.

$$P = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{FBD} = 30\%$$

$$\begin{aligned} q_{\text{BGT}} &= p \times (1 + \text{FBD}) \times \gamma_{\text{TD}} \\ &= 49 \text{ kN/m} \times (1 + 0,3) \times 2 \\ &= 127,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

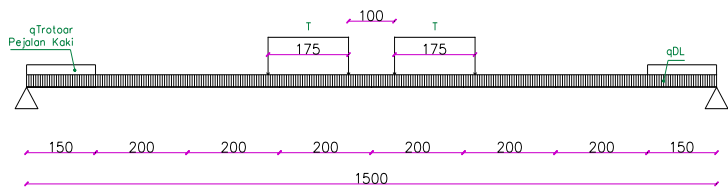
3. Total beban lalu lintas

$$\begin{aligned} q^{\text{"D"}} (100\%) &= q_{\text{BTR}} + q_{\text{BGT}} \times 100\% \\ &= 52,5 \text{ kN/m} + 127,4 \text{ kN/m} \times 100\% \\ &= 179,9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban Truk (T)

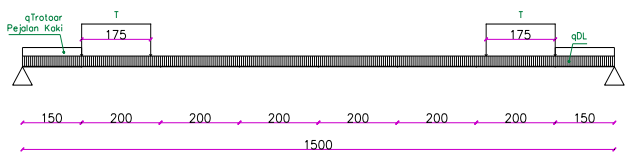
Beban truk "T" tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban "D", dimana besaran untuk nilai $T = 112,5 \text{ kN}$ (SNI 1725:2016 pasal 8.4.1)

1. Kondisi 1



Gambar 6.29. Kondisi 1 beban truk.

2. Kondisi 2



Gambar 6.30. Kondisi 2 beban truk.

$T = 112,5 \text{ kN}$
 $T_u = T \times (1 + FBD) \times \gamma_{TT}$
 $= 112,5 \text{ kN} \times (1 + 0,3) \times 2$
 $= 263,25 \text{ kN}$

6.3.1.3 Rekapitulasi Beban

Berikut merupakan rekapitulasi pembebanan untuk beban permanen dan beban lalu lintas:

Tabel 6.4. Rekapitulasi beban gelagar melintang.

Jenis Beban	Beban Nominal (N/m)	LF Ultimite	Beban Ultimite (N/m)
-------------	------------------------	----------------	-------------------------

Beban Permanen			
Sebelum Komposit (Beban Mati Sendiri "MS")			
Beban pelat lantai	28462.5	1.3	37001.25
Berat sendiri profil melintang	2431.9	1.1	2675.09
Berat sendiri profil memanjang	1283.5	1.1	1411.85
Beban Compodeck	379.00794	1.1	41.6908734
Beban bekisting	3900	1.4	5460
Beban pelaksanaan	2000	1	2000
Setelah Komposit (Berat Tambahan "MA")			
Beban aspal	5500	1.3	7150
Beban trotoar	22770	1.3	29601
Beban Lalu Lintas			
Beban "T" (N)			
Beban Truk "T"	131625	2	263250
Beban "D" (N/m)			
Beban BTR (100%)	26250	2	52500
Beban BGT (100%)	63700	2	127400

Kombinasi pembebanan

Untuk mendapatkan pengaruh yang paling kritis, beban dikombinasikan berdasarkan kondisi ultimit.

Tabel 6.5. Kombinasi pembebanan.

No.	Kombinasi
Sebelum Komposit	
1	MS + Pelaksanaan
Setelah Komposit	
2	MS + MA + TD 1

3	MS + MA + TD 2
4	MS + MA + TT (1)
5	MS + MA + TT (2)

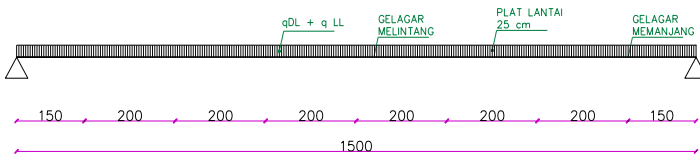
6.3.2 Analisa Gaya Dalam

Dalam perencanaanya menggunakan peraturan SNI 1725:2016 LRFD sehingga beban dikategorikan dalam kondisi batas (*ultimite*). Analisa dilakukan dengan menggunakan perletakan sederhana (*simple beam*).

6.3.2.1 Akibat Beban Permanen

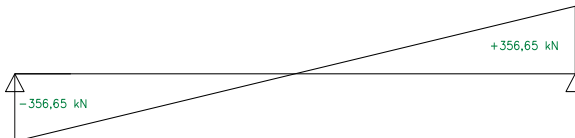
Sebelum komposit

Beban mati sendiri (MS)



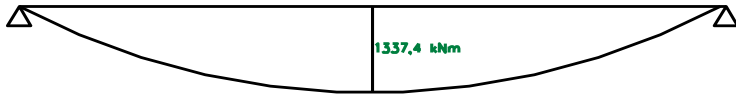
Gambar 6.31. Beban permanen sebelum komposit.

$$\begin{aligned}
 1. \quad V_{MS} &= \frac{1}{2} \times qDL \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 47,553 \text{ kN/m} \times 15 \text{ m} \\
 &= 356,65 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



$$2. \quad M_{MS} = \frac{1}{8} \times qDL \times L^2$$

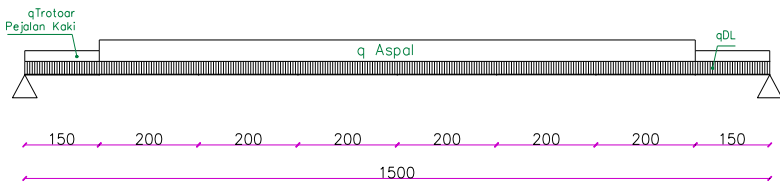
$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{8} \times 47,553 \text{ kN/m} \times 225 \text{ m} \\
 &= 1337,4 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$



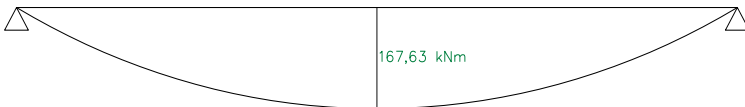
Setelah komposit

Beban mati tambahan (MA)

Beban mati tambahan setelah komposit berupa beban trotoar, beban pejalan kaki dan beban aspal.

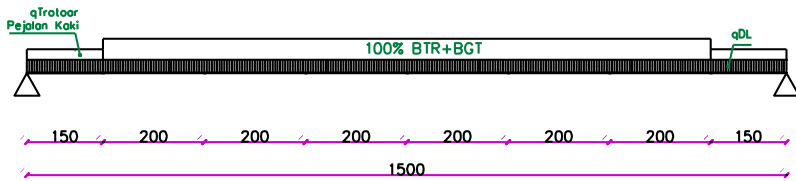


1. $q_{MA} = q_{trottoar} + q_{pejalankaki}$
 $= 36,751 \text{ kN/m}$
 $q_{aspal} = 7,15 \text{ kN/m}$
2. $V_{DL2} = \frac{[(q_{MA} \times 1,5 \times 0,75) + (q_{MA} \times 1,5 \times 14) + (q_{aspal} \times 12 \times 7,5)]}{15}$
 $= \frac{[(36,751 \times 1,5 \times 0,75) + (36,751 \times 1,5 \times 14) + (7,15 \times 12 \times 7,5)]}{15}$
 $= 94,802 \text{ kN}$
3. $M_{DL2} = V_A \times 7,5 - q_{MA} \times 1,5 \times 0,75 - q_{aspal} \times 6 \times 4,5$
 $= 711,01 \text{ kNm} - 350 \text{ kNm} - 193,05 \text{ kNm}$
 $= 167,63 \text{ kNm}$



6.3.2.2 Akibat Beban Lalu Lintas

Beban “D”



1. $q_{\text{"D"}}$

$$= q_{\text{BTR}} + q_{\text{BGT}} \times 100\%$$

$$= 52,5 \text{ kN/m} + 127,4 \text{ kN/m} \times 100\%$$

$$= 179,9 \text{ kN/m}$$
2. Analisa gaya dalam beban "D" 100%

$$V_D = \frac{q_D \times 12 \text{ m} \times 7,5 \text{ m}}{15 \text{ m}}$$

$$= \frac{179,9 \text{ kN/m} \times 12 \text{ m} \times 7,5 \text{ m}}{15 \text{ m}}$$

$$= 1079,4 \text{ kN}$$

$$M_D = V_D \times 7,5 \text{ m} \times q_D \times 12 \text{ m} \times 4,5 \text{ m}$$

$$= 1079,4 \text{ kN} \times 7,5 \text{ m} \times 179,9 \text{ kN/m} \times 12 \text{ m} \times 4,5 \text{ m}$$

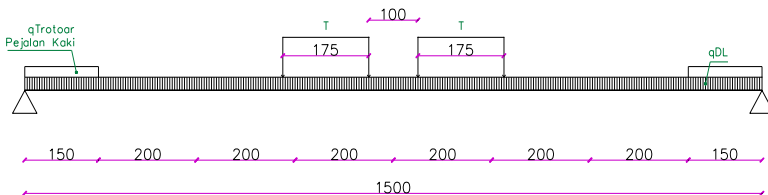
$$= 2023,9 \text{ kNm}$$



Beban "T"

$$P_T = 263,25 \text{ kN}$$

1. Kondisi 1

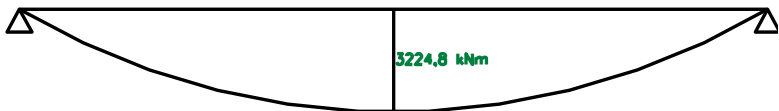


$$V_{T1} = \frac{P_T \times 4}{2}$$

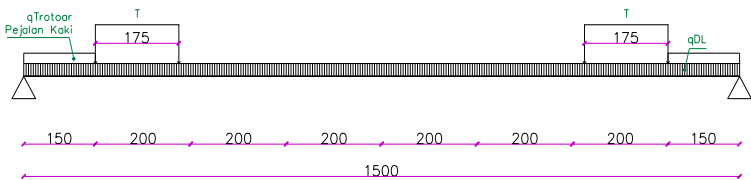
$$= \frac{263,25 \text{ kN} \times 4}{2}$$

$$= 526,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{T1} &= V_{T1} \times 7,5 \text{ m} - P_T \times 2,25 \text{ m} - P_T \times 0,5 \text{ m} \\ &= 3948,8 \text{ kNm} - 132 \text{ kNm} - 529,3 \text{ kNm} \\ &= 3224,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$



2. Kondisi 2



$$\begin{aligned} V_{T1} &= \frac{P_T \times 4}{2} \\ &= \frac{263,25 \text{ kN} \times 4}{2} \\ &= 526,5 \text{ kN} \\ M_{T1} &= V_{T1} \times 7,5 \text{ m} - P_T \times 6 \text{ m} - P_T \times 5,25 \text{ m} \\ &= 3948,8 \text{ kNm} - 1514 \text{ kNm} - 1974 \text{ kNm} \\ &= 460,690 \text{ kNm} \end{aligned}$$



6.3.2.3 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan

1. Gaya geser (Vu)

Tabel 6.6. Rekapitulasi gaya geser melintang.

No.	Kombinasi
Sebelum Komposit	

1	<div>MS + Pelaksanaan</div> <div>356.649 kN</div>
Setelah Komposit	
2	<div>MS + MA + T“D” (100%)</div> <div>356.649 + 94.802 + 1079.4 = 1530.9 kN</div>
3	<div>MS + MA + TT (1)</div> <div>356.649 + 94.8015 + 526.5 = 977.95 kN</div>
4	<div>MS + MA + TT (2)</div> <div>356.649 + 94.802 + 526.5 = 977.95 kN</div>

Gaya geser maksimum
 $V_u = 1530,9 \text{ kN}$ (Kombinasi 2, akibat beban “D” 100%)

2. Momen

Tabel 6.7. Rekapitulasi momen melintang.

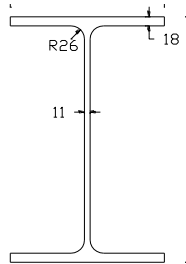
No.	Kombinasi
Sebelum Komposit	
1	<div>MS + Pelaksanaan</div> <div>1337.44 kNm</div>
Setelah Komposit	
2	<div>MS + MA + T“D” (100%)</div> <div>1337.44 + 167.626 + 2024 = 3528.9 kNm</div>
3	<div>MS + MA + TT (1)</div> <div>1337.44 + 167.626 + 3225 = 4729.9 kNm</div>
4	<div>MS + MA + TT (2)</div> <div>1337.44 + 167.626 + 461 = 1965,75 kNm</div>

Momen maksimum

$$M_u = 4729.9 \text{ kN (Kombinasi 3, akibat beban "T")}$$

6.3.3 Analisa Kapasitas Penampang

Analisa kapasitas penampang dilakukan untuk mengetahui kuat lentur, geser, interaksi geser lentur dan lendutan. Analisa ini dilakukan pada 2 kondisi, yaitu kondisi sebelum komposit dan kondisi setelah komposit.



Gambar 6.32. Profil gelagar melintang.

6.3.3.1 Sebelum Komposit

Kontrol Tekuk Lokal

1. Badan

$$\lambda < \lambda_p$$

$$h = d - 2(tf + r)$$

$$= 788 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{t_w} < \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{788 \text{ mm}}{16} < \frac{1680}{\sqrt{410}}$$

$$49,3 < 82,969$$

2. Sayap

$$\lambda < \lambda_p$$

$$\frac{b}{2tf} < \frac{170}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{300 \text{ mm}}{56 \text{ mm}} < \frac{170}{\sqrt{410}}$$

$$5,360 < 8,396$$

(PENAMPANG KOMPAK)

Kontrol Lateral Buckling

$$1. \quad L_b = 2000 \text{ mm (jarak antar gelagar melintang)}$$

$$\begin{aligned} 2. \quad L_p &= 1,76 \times i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,76 \times 63,8 \text{ mm} \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{410 \text{ MPa}}} \\ &= 2480,031 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$3. \quad L_r = r_y \left[\frac{X_1}{fL} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 f L^2}}$$

Dimana;

$$\begin{aligned} fL &= f_y - 70 \\ &= 340 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_1 &= \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}} \\ &= 12549,750 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_2 &= 4 \left(\frac{S_x}{G J} \right)^2 \frac{S_w}{I_y} \\ &= 0,000344 \text{ mm}^4/\text{N}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_r &= 63,8 \left[\frac{12549,750}{340} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,000344 \cdot 340^2}} \\ &= 6400,1 \text{ mm} \\ &= 6,400 \text{ m} \end{aligned}$$

Jadi, karena $L_b < L_p$

Maka, merupakan BENTANG PENDEK

$$M_n = M_{px}$$

Kontrol kapasitas lentur

Momen maksimal sebelum komposit (kombinasi 1)

$$M_u = 1337,435 \text{ kNm}$$

1. Kuat Nominal Lentur

$$\begin{aligned} M_n &= M_{px} \\ &= Z_x \times f_y \\ &= 1314016 \text{ mm}^3 \times 410 \text{ MPa} \\ &= 4,171 \times 10^9 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$= 4171,399 \text{ kNm}$$

2. Syarat:

$$\begin{aligned} \phi M_{n\text{aktual}} &\geq \mu \\ 0,9 \times 4171,399 \text{ kNm} &\geq 1337,435 \text{ kNm} \\ 3754,259 \text{ kNm} &\geq 1337,435 \text{ kNm} \\ (\text{MEMENUHI}) \end{aligned}$$

Kuat kapasitas geser

Gaya geser maksimal sebelum komposit (kombinasi 1)

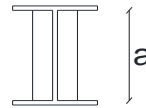
$$V_u = 356.649 \text{ kN}$$

1. Kuat geser nominal

$$K_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

Dimana;

$$\begin{aligned} a &= d - (2 \times t_f) \\ &= 900 - (2 \times 28 \text{ mm}) \\ &= 844 \text{ mm} \end{aligned}$$



Jadi,

$$K_n = 5 + \frac{5}{(844/900)^2} = 10,686$$

2. Kuat geser nominal

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{K_n E}{f_y}}$$

$$\frac{788 \text{ mm}}{16 \text{ mm}} \leq 1,10 \sqrt{\frac{10,686 \times 200000 \text{ MPa}}{410 \text{ MPa}}}$$

$$49,3 \leq 79,417$$

(MEMENUHI)

Maka, menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \\ &= 0,6 \times 410 \text{ MPa} \times 12608 \text{ mm}^2 \\ &= 3101568 \text{ N} \\ &= 3101,568 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Syarat:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\begin{aligned}
 356.649 \text{ kN} &\leq 0,9 \times 3101,568 \text{ kN} \\
 356.649 \text{ kN} &\leq 2791,411 \text{ kN} \\
 (\text{MEMENUHI})
 \end{aligned}$$

6.3.3.2 Interaksi Geser Lentur

Karena, momen lentur dipikul oleh seluruh penampang, maka selain memenuhi syarat lentur dan geser diatas, gelagar harus direncanakan untuk memikul kombinasi lentur dan geser yaitu:

$$\begin{aligned}
 \frac{Mu}{\phi Mn} + 0,625 \frac{Vu}{\phi Vn} &\leq 1,375 \\
 \frac{1337,435 \text{ kNm}}{3754,259 \text{ kNm}} + 0,625 \frac{356.649 \text{ kN}}{2791,4112 \text{ kN}} &\leq 1,375 \\
 0,699 &\leq 1,375 \\
 (\text{MEMENUHI})
 \end{aligned}$$

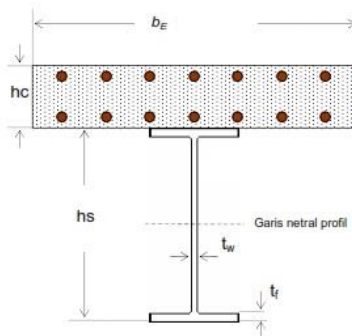
Profil WF 900.300.28.16 bisa digunakan untuk gelagar melintang pada saat kondisi sebelum komposit.

6.3.3.3 Setelah Komposit

Gaya geser horisontal (C,T) terjadi antara gelagar dan pelat lantai beton oleh karena adanya momen lentur. Agar supaya tidak terjadi gelincir, dengan kata lain agar struktur menjadi komposit, gaya geser ini harus ditahan dengan penghubung geser. Dengan data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 L &= 2000 \text{ mm (Jarak antar melintang yang dikekang)} \\
 b1 &= 5000 \text{ mm (jarak antar gelagar melintang)}
 \end{aligned}$$

Lebar efektif penampang (be)



Gambar 6.33. Lebar efektif penampang komposit.
Sumber: Modul Thamrin volume 6.

1. $be = \frac{L}{5}$
 $= \frac{5000 \text{ mm}}{5} = 1000 \text{ mm}$
2. $be = b_0$
 $= 2000 \text{ mm}$
 diambil nilai be yang terkecil = 1000 mm
3. $n = \frac{E_{Baja}}{E_{Beton}}$
 $= \frac{200.000 \text{ MPa}}{276405718 \text{ MPa}}$
 $= 7,236$
4. Pelat beton ditransformasikan ke penampang baja;
 $\frac{be}{n} = \frac{1000}{7,236} = 138,198 \text{ mm}$

Kontrol kriteria penampang

Badan

$$\lambda < \lambda_p$$

$$h = d - 2(t_f + r)$$

$$= 400 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{t_w} < \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{788 \text{ mm}}{16} < \frac{1680}{\sqrt{410}}$$

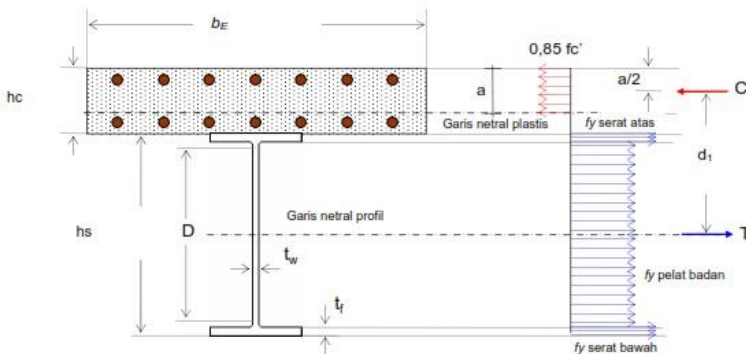
$$57,063 < 83,969$$

(PENAMPANG KOMPAK)

Karena $\lambda < \lambda_p$, maka momen penampang dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

Kekuatan Plastis dan Garis Netral Penampang

Garis netral penampang berada pada gelagar, sehingga seluruh tulangan lantai beton pada daerah tarik, karena berada pada daerah momen negatif bahan beton dianggap tidak memikul tarik.



Gambar 6.34. Diagram tegangan plastis.

Sumber: Modul Thamrin volume 6.

1. Kekuatan tekan pada pelat lantai (C)

$$C = 0,85 \times f_c' \times A_c + (A \times f_y)_c$$

Dimana;

$$\begin{aligned} A &= (A \times f_y)_c \\ &= [5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times (16 \text{ mm})^2] \times 410 \text{ MPa} \\ &= 412342,8571 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_c &= t_p \times b_e \\ &= 250 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} \\ &= 250000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jadi;

$$\begin{aligned} C &= 0,85 \times 35 \text{ MPa} \times 250000 \text{ mm}^2 + 412342,857 \text{ N} \\ &= 7849842,857 \text{ N} \end{aligned}$$

2. Kekuatan tarik pada gelagar WF (T)

$$\begin{aligned}
 T &= A_s \times f_y \\
 &= 30980 \text{ mm}^2 \times 410 \text{ MPa} \\
 &= 12701800 \text{ N}
 \end{aligned}$$

diambil nilai yang terkecil (T) = 7849842,857 N

3. Kedalaman daerah tekan pada pelat lantai garis netral plastis

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{T - (A \times f_y)_c}{0,85 \times f_c' \times b \times e} \\
 &= \frac{12701800 \text{ N} - 7849842,857 \text{ N}}{0,85 \times 35 \text{ MPa} \times 1000 \text{ mm}} = 175,192 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

karena $a < t_p$ maka sumbu netral berada pada plat beton.

$$\begin{aligned}
 d_1 &= h_s/2 + t_p - a/2 \\
 &= (900 \text{ mm})/2 + 250 \text{ mm} - (175,192 \text{ mm})/2 \\
 &= 612,404 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kontrol Nominal Lentur

1. $M_s = T \times d_1$
 $= 7849842,857 \text{ N} \times 694 \text{ mm}$
 $= 5447790,943 \text{ Nmm}$
 $= 5447,791 \text{ kNm}$
2. Syarat:

ϕM_s	\geq	M_u
$0,9 \times 5447,791 \text{ kNm}$	\geq	$4729,91 \text{ kNm}$
$4903,012 \text{ kNm}$	\geq	$4729,91 \text{ kNm}$

(MEMENUHI)

Penghubung Geser (Shear Connector)

Dipakai D 22 \times 120

$$\begin{aligned}
 D &= 22 \text{ mm} \\
 t_p &= 250 \text{ mm} \\
 A_c &= 1000 \times 250 \text{ mm} \\
 &= 250.000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$



Gaya geser longitudinal dalam keadaan batas (ultimit)

$$\begin{aligned}
 V_L &= 7849842,857 \text{ N} \\
 \text{Gaya geser rencana}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LS} &= V_L / \phi \\
 &= 7849842,857 \text{ N} / 0,75 \\
 &= 10466457,14 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Persyaratan mengenai jarak antar penghubung:

1. $D = 1,5 \times t_f$
 $= 1,5 \times 28 \text{ mm}$
 $= 42 \text{ mm}$
2. $s_{min} = 6 \times d_t$
 $= 6 \times 22 \text{ mm}$
 $= 132 \text{ mm}$
3. $s_{max} = 8 \times t_p$
 $= 8 \times 250 \text{ mm}$
 $= 2000 \text{ mm}$

Kekuatan geser satu *stud connector*

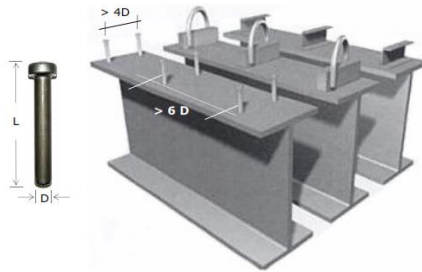
1. $V_{SU} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times f_u$
 $= \frac{1}{4} \times \pi \times (22 \text{ mm})^2 \times 400 \text{ MPa}$
 $= 152114 \text{ N}$

2. Jumlah *stud connector*

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{V_{LS}}{0,55 \times V_{SU}} \\
 &= \frac{10466457,14 \text{ N}}{0,55 \times 152114 \text{ N}} \\
 &= 126 \text{ buah (untuk 2 baris)}
 \end{aligned}$$

Pada 1 baris bentang dipasang = $126/2 = 63$ buah

Jarak terjauh antar *stud connector*



Gambar 6.35 . Jarak pemasangan stud connector.

$$\begin{aligned}
 1. \quad s &= \frac{L}{N-1} \\
 &= \frac{15000 \text{ mm}}{63-1} \\
 &= 241,935 \text{ mm} = 240 \text{ mm} \\
 &= 24 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$S_{\min} < S < S_{\max}$$

(MEMENUHI)

Kontrol Lendutan

Lendutan dianalisa berdasarkan kemampuan layan akibat beban hidup untuk gelagar melintang. Menurut RSNI T-03-2005 ps.4.7.2 menyatakan lendutan maksimum gelagar diatas dua tumpuan adalah $L/800$. Persyaratan dan pembatasan lendutan pada balok adalah dihitung akibat beban layan yaitu beban hidup.

1. Momen inersia transformasi
Garis netral

Tabel 6.8. Perhitungan garis netral.

	Luas Transformasi A (mm ²)	Lengan Momen y (mm)	A y (mm ³)
Pelat Beton	103652.1444	125	12956518.05
Profil Baja	30980	700	21686000
	134632.1444		34642518.05

$$\begin{aligned}
 y &= \frac{\sum Ay}{\sum A} \\
 &= \frac{34642518.05 \text{ mm}^3}{134632.144 \text{ mm}^2} \\
 &= 257 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

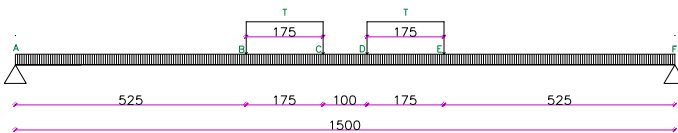
Momen inersia gabungan

Tabel 6.9. Momen inersia gabungan.

	A (mm ²)	Io (mm ⁴)	d (mm)	Io + Ad ² (mm ⁴)
Pelat Beton	103652.1444	3906250000	132.3123841	5525814756
Profil Baja	30980	4110000000	442.6876159	10181222637
			I _{tr}	15707037394

2. Lendutan yang terjadi (Δ)

Beban hidup yang menentukan adalah Beban Truk, sebagai beban penghasil momen terbesar pada gelagar melintang.

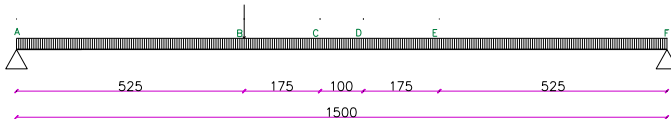


Gambar 6.36. Perhitungan lendutan akibat beban “T”.

Menurut buku Teknik Sipil, Ir Sunggono, besarnya lendutan akibat beban terpusat :

$$f_c = \frac{P \times a^2 \times b^2}{3 \times E \times I_{tr}}$$

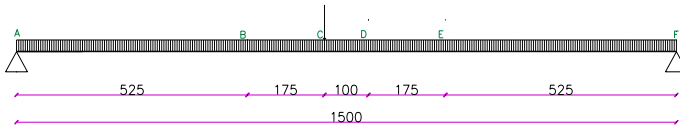
Lendutan P“T” di titik B



Gambar 6.37. Lendutan P“T” di titik B.

$$\begin{aligned}
 f_c &= \frac{P \times a^2 \times b^2}{3 \times E \times I_{tr}} \\
 &= \frac{263,25 \times (5,25)^2 \times (9,75)^2}{3 \times 2 \times 10^8 \times 1,571} \\
 &= 0,000731 \text{ m}
 \end{aligned}$$

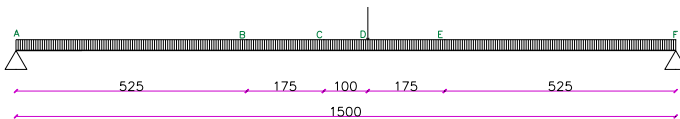
Lendutan P “T” di titik C



Gambar 6.38. Lendutan P”T” di titik C.

$$\begin{aligned}
 f_c &= \frac{P \times a^2 \times b^2}{3 \times E \times I_{tr}} \\
 &= \frac{263,25 \times (7)^2 \times (8)^2}{3 \times 2 \times 10^8 \times 1,571} \\
 &= 0,00087599 \text{ m}
 \end{aligned}$$

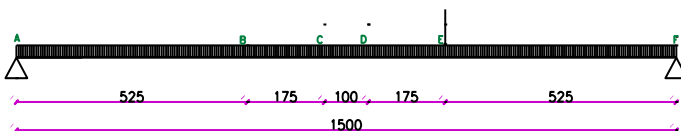
Lendutan P “T” di titik D



Gambar 6.39. Lendutan P”T” di titik D.

$$\begin{aligned}
 f_c &= \frac{P \times a^2 \times b^2}{3 \times E \times I_{tr}} \\
 &= \frac{263,25 \times (8)^2 \times (7)^2}{3 \times 2 \times 10^8 \times 1,571} \\
 &= 0,00087599 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Lendutan P “T” di titik E



Gambar 6.40. Lendutan P”T” di titik E.

$$\begin{aligned}
 f_c &= \frac{P \times a^2 \times b^2}{3 \times E \times I_{tr}} \\
 &= \frac{263,25 \times (9,75)^2 \times (5,25)^2}{3 \times 2 \times 10^8 \times 1,571} \\
 &= 0,000731 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_c \text{ total} &= 0,000731 \text{ m} + 0,00087599 \text{ m} + 0,000731 \text{ m} + \\
 &\quad 0,00087599 \text{ m} \\
 &= 0,003216 \text{ m} \\
 &= 3,216 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

3. Batas lendutan ijin (Δ_o)

$$\begin{aligned}
 \Delta &= \frac{1}{800} \lambda \\
 &= \frac{1}{800} \times 15000 \text{ m} \\
 &= 18,75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

4. Syarat

$$\begin{array}{rcl}
 \Delta_o & \leq & \Delta \\
 3,216 \text{ mm} & \leq & 18,75 \text{ mm} \\
 \text{(MEMENUHI)} & &
 \end{array}$$

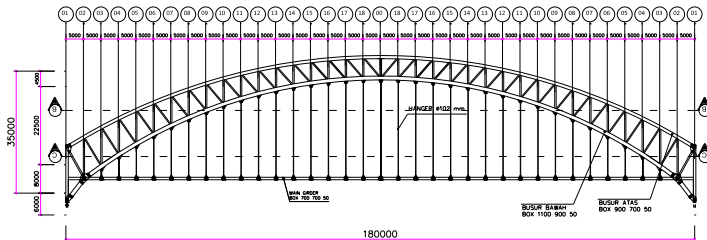
Jadi gelagar melintang WF 900 300 24 16 bisa digunakan.

BAB 7

PERENCANAAN KOMPONEN STRUKTUR UTAMA

Konstruksi pemikul utama (struktur busur) merupakan konstruksi pokok yang menerima seluruh beban jembatan sebelum diteruskan ke tumpuan (perletakan). Bentuk konstruksi utama yang dipilih adalah konstruksi busur rangka baja dengan batang tarik. Langkah awal dalam perencanaan jembatan busur adalah dengan melakukan *preliminary design* terhadap dimensi busur yang direncanakan. Tujuan dari *preliminary design* adalah untuk menentukan dimensi awal busur, yang meliputi tinggi busur (f), tinggi tampang busur (t), lebar jembatan (b) dan panjang penggantung busur (y).

Yang termasuk dalam perencanaan konstruksi pemikul utama adalah antara lain; kabel penggantung (*hanger*), busur atas (*top chord*), busur bawah (*bottom chord*), dan *main girder*.



Gambar 7.1. Elemen konstruksi pemikul utama.

7.1 Preliminary Design

Data Umum Jembatan

Panjang jembatan	= 180 m
Lebar jalan perkerasan	= 12 m
Lebar trotoar	= $2 \times 1,5$ m
Jarak antar gelgar melintang	= 5 m
Jarak antar gelgar memanjang	= 2 m

Data Material

Berat jenis material Baja

$$\gamma_{\text{baja}} = 78500 \text{ N/m}^3$$

Mutu Bahan

Baja = BJ 55

$$f_y = 410 \text{ MPa}$$

$$f_u = 550 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

Tabel 7.1. Sifat mekanis profil baja.

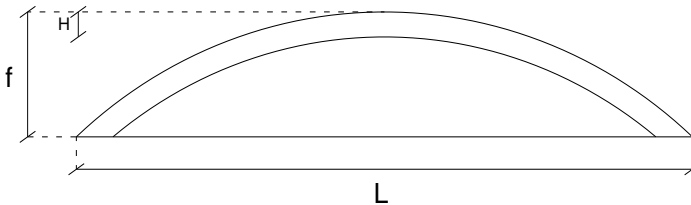
Sifat Mekanis Profil Baja	Besaran	Satuan
Modulus Geser (G)	76923.07692	MPa
Poisson (μ)	0.3	
Koefisien Pemuaian	0.000012	°C

Dimana;

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \mu)}$$

$$= \frac{200000 \text{ MPa}}{2 \times (1 + 0,3)} = 76923,077 \text{ MPa}$$

Perencanaan tinggi fokus busur



Gambar 7.2: Ilustrasi panjang bentang jembatan dan tinggi fokus busur.

1. Tinggi maksimum busur (f):
Diambil tinggi busur (f) = 35 m, syarat:

$$f = \frac{1}{6} \leq f/L \leq \frac{1}{5}$$

$$f = 0,17 \leq \frac{35}{180} \leq 0,2$$

$$= 0,17 \leq 0,19 \leq 0,2$$

(MEMENUHI)

Maka, direncanakan untuk tinggi maksimum konstruksi jembatan busur adalah, $f = 35$ meter.

2. Tinggi tampang busur (H):

Diambil tinggi busur (H) = 6 m, syarat:

$$H = \frac{1}{40} \leq \frac{H}{L} \leq \frac{1}{25}$$

$$H = 0,025 \leq \frac{6}{180} \leq 0,04$$

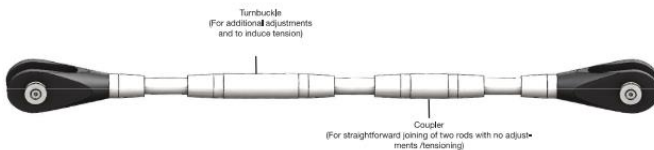
$$= 0,025 \leq 0,0333 \leq 0,04$$

(MEMENUHI)

Maka, direncanakan untuk tinggi maksimum konstruksi jembatan busur adalah, $H = 6$ meter.

Perencanaan panjang batang penggantung (Hanger)

Pada perencanaan batang penggantung (*Hanger*) digunakan *cable* tipe *tension rods*, yang diproduksi oleh Macalloy dengan nama produksi Macalloy 520,



Tendon Capacities for Carbon and Stainless Macalloy 520																	
Thread	Units	M10	M12	M16	M20	M24	M30	M36	M42	M48	M56	M64	M76	M85	M90	M100	M105
Nominal Bar Dia.	mm	10	11	15	19	22	28	34	39	45	52	60	72	82	87	97	102
Min. Yield Load	kN	28	41	78	122	176	284	412	567	746	1031	1361	1986	2563	2863	3586	3979
Min. Break Load	kN	38	55	103	162	234	374	546	752	990	1368	1806	2635	3401	3799	4756	5279
Design Resistance to EC3 $N_{R,d}$	kN	27	39	74	117	168	269	393	541	713	985	1300	1897	2449	2735	3426	3801
Nominal Bar Weight	kg/m	0.5	0.75	1.4	2.2	3	4.8	7.1	9.4	12.5	16.7	22.2	32	41.5	46.7	58	64.1

M85 to M100 in stainless and M105 in both systems are not covered by ETA but are available by special request

Gambar 7.3. Spesifikasi kekuatan kabel M105.

dengan detail material sebagai berikut:

3	10	14.834	3.69
4	15	17.420	7.04
5	20	19.799	10.10
6	25	21.980	12.88
7	30	23.974	15.39
8	35	25.787	17.66
9	40	27.423	19.70
10	45	28.890	21.52
11	50	30.191	23.12
12	55	31.331	24.52
13	60	32.312	25.73
14	65	33.138	26.73
15	70	33.811	27.55
16	75	34.332	28.19
17	80	34.703	28.64
18	85	34.926	28.91
19	90	35	29.00

Panjang busur tiap segmen

Panjang busur tiap segmen direncanakan dengan rumus pitagoras dibawah ini:

$$\Delta S_n = \sqrt{\Delta Y^2 + \Delta X^2}$$

Dimana:

ΔY = Beda tinggi koordinat Y tiap segmen (m)

ΔX = Jarak antar gelagar melintang (m)

ΔS_n = Panjang tiap segmen busur (m)

Hasil perhitungan panjang busur tiap segmen (ΔS_n) ditunjukkan pada tabel dibawah ini:

Tabel 7.3: Panjang busur atas.

Titik	Segmen	x (m)	y (m)	ΔS_n (m)
1		0.00	9.00	
	1-2			5.83
2		5.00	12.03	
	2-3			5.85
3		10.00	14.83	
	3-4			5.73
4		15.00	17.42	
	4-5			5.63
5		20.00	19.80	
	5-6			5.54
6		25.00	21.98	
	6-7			5.45
7		30.00	23.97	
	7-8			5.38
8		35.00	25.79	
	8-9			5.32
9		40.00	27.42	
	9-10			5.26
10		45.00	28.89	
	10-11			5.21
11		50.00	30.19	
	11-12			5.17
12		55.00	31.33	
	12-13			5.13
13		60.00	32.31	
	13-14			5.10
14		65.00	33.14	

14-15			5.07
15	70.00	33.81	
15-16			5.05
16	75.00	34.33	
16-17			5.03
17	80.00	34.70	
17-18			5.01
18	85.00	34.93	
18-19			5.00
19	90.00	35.00	

7.2 Perencanaan Penggantung (*Cable*)

7.2.1 Data Perencanaan

Data *cable* tipe Macalloy 520 (M105) Carbon steel:

Diameter *cable* (ϕ) = 105 mm

Berat *cable* (w) = 32 kg/m

Minimum break load = 5279 kN

Panjang *cable* terpanjang = 30,5 m

7.2.2 Analisa Pembebanan

Pembebanan dianalisa secara manual dengan mengambil sampel 1 bentang = 5 m.

7.2.2.1 Beban Permanen

Beban Mati (MS)

Diatur dalam SNI 1725:2016 pasal 7.2

1. Berat pelat lantai = $d2 \times \gamma_{\text{beton}} \times b1 \times L \times \gamma_{\text{MS}}$
 $= 0,25 \text{ m} \times 22770 \text{ N/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 15 \text{ m}$
 $\times 0,5 \times 1,3$
 $= 277509,38 \text{ N}$
2. Berat profil gelagar memanjang
 $= 1284 \text{ N/m} \times n \times L \times 0,5 \times \gamma_{\text{MS}}$
 $= 1284 \text{ N/m} \times 9 \times 5 \text{ m} \times 0,5 \times 1,1$
 $= 31766,625 \text{ N}$

3. Berat profil gelagar melintang

$$\begin{aligned}
 &= 2431,9 \text{ N/m} \times L \times 0,5 \times \gamma_{MS} \\
 &= 2431,9 \text{ N/m} \times 15 \text{ m} \times 0,5 \times 1,1 \\
 &= 20063,175 \text{ N}
 \end{aligned}$$

4. Berat *Compodeck*

$$\begin{aligned}
 &= A_{per} \text{ m}^2 \times B_J \times b_1 \times L \times \gamma_{MS} \\
 &= 0,8897 \text{ m}^2/\text{m} \times 85,2 \text{ N/m}^3 \times 2 \text{ m} \times \\
 &\quad 15 \text{ m} \times 1,1 \\
 &= 3126,816 \text{ N}
 \end{aligned}$$

5. Berat sendiri *cabl*

$$\begin{aligned}
 &= 320 \text{ N/m} \times L \times \gamma_{MS} \\
 &= 2431,9 \text{ N/m} \times 30,5 \text{ m} \times 1,1 \\
 &= 10736 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Beban mati tambahan/utilitas (MA)

Diatur dalam SNI 1725:2016 pasal 7.3

$$\begin{aligned}
 1. \text{ Berat aspal} &= d_4 \times \gamma_{aspal} \times b_1 \times L \times 0,5 \times \gamma_{MT} \\
 &= 0,05 \text{ m} \times 22000 \text{ N/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 15 \text{ m} \\
 &\quad \times 0,5 \times 1,3 \\
 &= 42900 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2. \text{ Berat trotoar} &= t_{trotoar} \times \gamma_{beton} \times b_1 \times L \times 0,5 \times \gamma_{MT} \\
 &= 0,2 \text{ m} \times 22770 \text{ N/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 15 \text{ m} \times \\
 &\quad 0,5 \times 1,3 \\
 &= 44401,5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

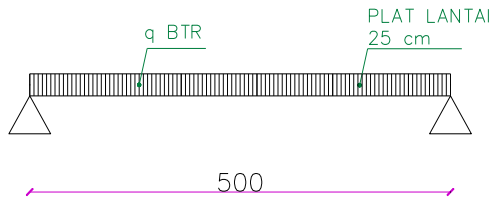
$$\begin{aligned}
 3. \text{ Berat hujan} &= t \times \gamma_{air} \times b_1 \times L \times 0,5 \times \gamma_{MT} \\
 &= 0,05 \text{ m} \times 10000 \text{ N/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 15 \text{ m} \\
 &\quad \times 0,5 \times 1,3 \\
 &= 19500 \text{ N}
 \end{aligned}$$

7.2.2.2 Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri atas beban lajur "D" dan beban truk "T", diatur dalam peraturan SNI 1725:2016 pasal 8.

Beban "D" (TD)

1. BTR



Gambar 7.6. Analisa beban BTR.

$$L = 180 \text{ m}$$

$$\text{Karena } L > 30 \text{ m}$$

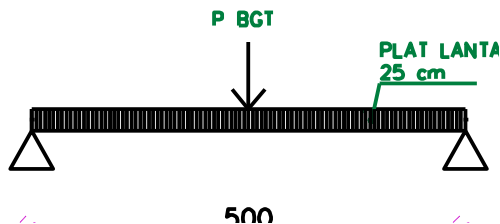
maka,

$$\begin{aligned} q &= 9 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa} \\ &= 9 \left(0,5 + \frac{15}{180 \text{ m}} \right) \text{ kPa} \\ &= 5,25 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{\text{BTR}} &= q \times \lambda \times \gamma_{\text{TD}} \\ &= 5,25 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} \times 2 \\ &= 52,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. BGT

Beban garis (BGT) merupakan beban berjalan yang ditempatkan tegak lurus dari arah lalu-lintas pada jembatan dimana besarnya.



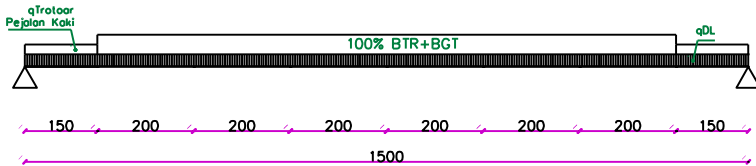
Gambar 7.7. Analisa beban BGT.

$$P = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{FBD} = 30\%$$

$$\begin{aligned}
 q_{BGT} &= p \times (1 + FBD) \times \gamma_{TD} \\
 &= 49 \text{ kN/m} \times (1 + 0,3) \times 2 \\
 &= 127,4 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban “D”



Gambar 7.8. Beban "D".

$$\begin{aligned}
 1. \quad q_{\text{"D"}} &= q_{BTR} + q_{BGT} \times 100\% \\
 &= 52,5 \text{ kN/m} + 127,4 \text{ kN/m} \times 100\% \\
 &= 179,9 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Analisa gaya dalam beban “D” 100%

$$\begin{aligned}
 V_D &= \frac{q_D \times 12 \text{ m} \times 7,5 \text{ m}}{15 \text{ m}} \\
 &= \frac{179,9 \text{ kN/m} \times 12 \text{ m} \times 7,5 \text{ m}}{15 \text{ m}} \\
 &= 1079,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. Reaksi perletakan

$$\begin{aligned}
 M_a &= 0 \\
 V_a &= R_a \\
 &= \frac{179,9 \text{ kN/m} \times 12 \text{ m} \times 7,5 \text{ m}}{15 \text{ m}} \\
 &= 1079,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

7.2.2.3 Total Pembebanan

1. Beban lain-lain (sambungan)

$$\begin{aligned}
 P &= 10\% \times 582,7 \text{ kN} \\
 &= 59,27 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2. \quad V_{\text{tot}} &= 58,27 \text{ kN} + 582,7 \text{ kN} + 1079,4 \text{ kN} \\
 &= 1720,389 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

7.2.3 Kontrol Kekuatan Batang Penggantung

1. Kontrol kelangsingan *cabl*e

Batasan kelangsingan batang bulat menurut RSNI-03-2005.

$$\frac{L}{D} < 500$$

$$\frac{30500 \text{ mm}}{105 \text{ mm}} < 500$$

$$290,476 < 500$$

(MEMENUHI)

2. Kontrol kekuatan *cabl*

$$P_u < \text{Minimum Break Load}$$

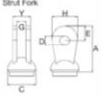
$$1720,389 \text{ kN} < 50279 \text{ kN}$$

(MEMENUHI)

Jadi, *cabl* tipe Macalloy 520 (M105) Carbon steel bisa digunakan.

7.2.4 Perencanaan Sambungan Antara Cable dan Main Girder

7.2.4.1 Data Perencanaan

Macalloy CHS Fork End Dimensions																
System Ref	Product Ref	Units	CSF	CSF	CSF	CSF	CSF	CSF	CSF	CSF	CSF	CSF	CSF	CSF	CSF	CSF
	A	mm	75	95	109	130	161	185	218	255	303	340	398	462	495	574
	G (min.)	mm	13	16	20	25	30	35	40	45	49.5	58.5	76	76	86	91
	C Dia.	mm	33.7	42.4	48.3	60.3	76.1	88.9	114.3	139.7	168.3	193.7	219.1	244.5	273	323.9
	D Dia.	mm	13	17	21.5	25.5	31.5	37.5	43.5	49.5	57.5	65.5	78.5	91.5	96.5	111.5
	E	mm	22	29	34	42	52	61	70	81	97	111	132	153	162	189
	Y	mm	22	28	37	44	53	64	75	87	97.5	115.5	146	153	169	174
	H	mm	34	45	53	64	81	93	109	123	147	169	201	236	248	289

Gambar 7.9. Spesifikasi dimensi *fork* dan *gusset plate*.

Gusset Plate dan Pin

Kekuatan *gusset plate*

$$f_y = 520 \text{ MPa}$$

$$f_u = 660 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal gusset (Y)} = 174 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat} = 15 \text{ mm}$$

Kekuatn pelat sambung

$$f_y = 410 \text{ MPa}$$

$$f_u = 550 \text{ MPa}$$

Diameter pin (ϕ) = 111,5 mm
 Bidang geser (m) = 2

Baut

Baut	M30	Ae	519	mm ²
		As	561	mm ²
		A0	706	mm ²
		Ø	30	mm
		fuf	335	MPa

Las

Panjang pengelasan (Lw) = 450 mm
 f_u = 490 MPa

7.2.4.2 Perhitungan Kekuatan Sambungan

1. Kuat geser pin

$$\begin{aligned}
 V_d &= \phi f \times V_n \\
 &= 0,75 \times r_1 \times f_u^b \times A_b \times m \\
 &= 0,75 \times 0,5 \times 660 \times (0,25 \times \pi \times 105^2) \times 2 \\
 &= 2396675,09 \text{ N} \\
 &= 2396,675 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned}
 V_d &\geq P_u \\
 2396,675 \text{ kN} &\geq 1720,388 \text{ kN} \\
 (\text{MEMENUHI})
 \end{aligned}$$

Jadi, sambungan pin diameter 105 mm bisa digunakan.

2. Sambungan Baut

Kuat geser nominal

$$V_f = 0,62 \times f_{uf} \times K_r \times (n_n \times A_e + n_x \times A_o)$$

Dimana:

$$K_r = 1$$

$$n_n = 1$$

$$n_x = 1$$

Jadi,

$$\begin{aligned} V_f &= 0,62 \times 335 \text{ MPa} \times 1 (1 \times 519 \text{ mm}^2 + 1 \times 706 \text{ mm}^2) \\ &= 254,433 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat tumpu nominal

$$\begin{aligned} V_b &= 3,2 \times d_f \times t_p \times f_{up} \\ &= 3,2 \times 30 \text{ mm} \times 19 \text{ mm} \times 335 \text{ MPa} \\ &= 6110 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dipilih nilai terkecil yaitu 254,433 kN

Jumlah baut

$$\begin{aligned} n &= \frac{1720,388 \text{ kN}}{0,75 \times 254,433 \text{ kN}} \\ &= 9,055 = 10 \text{ buah} \end{aligned}$$

Susunan baut

Jarak antar lubang baut

S_{min}	$< S$	$<$	S_{max}
2,5 db	$< S$	$<$	15 tp
$2,5 \times 30 \text{ mm}$	$< 100 \text{ mm}$	$<$	$15 \times 15 \text{ mm}$
75 mm	$< 100 \text{ mm}$	$<$	225 mm

Jarak baut dengan tepi

S_{min}	$< S$	$<$	S_{max}
1,25 db	$< S$	$<$	12 tp
$1,5 \times 30 \text{ mm}$	$< 60 \text{ mm}$	$<$	$12 \times 15 \text{ mm}$
37,5 mm	$< 60 \text{ mm}$	$<$	180 mm

3. Sambungan las

$$\begin{aligned} f_y &= \frac{V_u}{A} \\ &= \frac{1720388 \text{ N}}{1 \times 2 \times 450 \text{ mm}} \\ &= 191,2 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 191,2 \text{ N/mm}$$

Tahanan las

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \times T_e \times 0,6 \times f_{u_w} \\ 191,2 &= 0,75 \times 0,707a \times 490 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{191,2 \text{ N/mm}}{155,9 \text{ MPa}} \\
 &= 1,226 \text{ mm} = 5 \text{ mm (pakai)}
 \end{aligned}$$

7.3 Analisa Struktur Busur

7.3.1 Pembebanan

7.3.1.1 Beban Permanen

Beban Mati (MS)

Diatur dalam SNI 1725:2016 pasal 7.2

1. Berat pelat lantai $= d2 \times \gamma_{\text{beton}} \times b1 \times L \times 0,5 \times \gamma_{\text{MS}}$
 $= 0,25 \text{ m} \times 2277 \text{ N/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 15 \text{ m} \times$
 $0,5 \times 1,3$
 $= 277509,37 \text{ N}$
2. Berat profil gelagar memanjang
 $= 1284 \text{ N/m} \times n \times L \times 0,5 \times \gamma_{\text{MS}}$
 $= 1284 \text{ N/m} \times 9 \times 5 \text{ m} \times 0,5 \times 1,1$
 $= 31766,625 \text{ N}$
3. Berat profil gelagar melintang
 $= 2431,9 \text{ N/m} \times L \times 0,5 \times \gamma_{\text{MS}}$
 $= 2431,9 \text{ N/m} \times 15 \text{ m} \times 0,5 \times 1,1$
 $= 20063,175 \text{ N}$
4. Berat *Compodeck*
 $= \text{Aper m}' \times \text{BJ} \times b1 \times L \times \gamma_{\text{MS}}$
 $= 0,8897 \text{ m}^2/\text{m} \times 85,2 \text{ N/m}^3 \times 2 \text{ m} \times$
 $15 \text{ m} \times 1,1$
 $= 3126,816 \text{ N}$

Beban mati tambahan/utilitas (MA)

Diatur dalam SNI 1725:2016 pasal 7.3

1. Berat aspal $= d4 \times \gamma_{\text{aspal}} \times b1 \times L \times 0,5 \times \gamma_{\text{MT}}$
 $= 0,05 \text{ m} \times 22000 \text{ N/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 15 \text{ m}$
 $\times 0,5 \times 1,3$
 $= 42900 \text{ N}$
2. Berat trotoar $= t_{\text{trotoar}} \times \gamma_{\text{beton}} \times b1 \times L \times 0,5 \times \gamma_{\text{MT}}$

$$\begin{aligned}
 &= 0,2 \text{ m} \times 22770 \text{ N/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 15 \text{ m} \times \\
 &0,5 \times 1,3 \\
 &= 44401,5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

3. Berat hujan

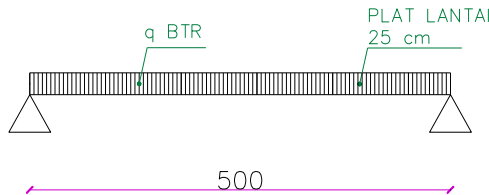
$$\begin{aligned}
 &= t \times \gamma_{\text{air}} \times b1 \times L \times 0,5 \times \gamma_{\text{MT}} \\
 &= 0,05 \text{ m} \times 10000 \text{ N/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 15 \text{ m} \\
 &\times 0,5 \times 1,3 \\
 &= 19500 \text{ N}
 \end{aligned}$$

7.3.1.2 Beban Lalu Lintas

Pada perencanaan komponen utama jembatan yaitu komponen busur beban lalu lintas yang direncanakan adalah beban “D” yang terdiri dari Beban Terbagi Rata (BTR) dan Beban Garis Terpusat (BGT), diatur dalam peraturan SNI 1725:2016 pasal 8.

Beban “D” (TD)

1. BTR



Gambar 7.10. Permodelan beban BTR.

$$L = 180 \text{ m}$$

$$\text{Karena } L > 30 \text{ m}$$

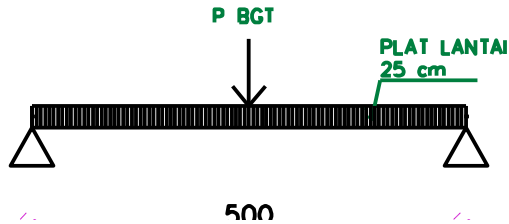
maka,

$$\begin{aligned}
 q &= 9 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa} \\
 &= 9 \left(0,5 + \frac{15}{180 \text{ m}} \right) \text{ kPa} \\
 &= 5,25 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{\text{BTR}} &= q \times \lambda \times \gamma_{\text{TD}} \\
 &= 5,25 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} \times 2 \\
 &= 52,5 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. BGT

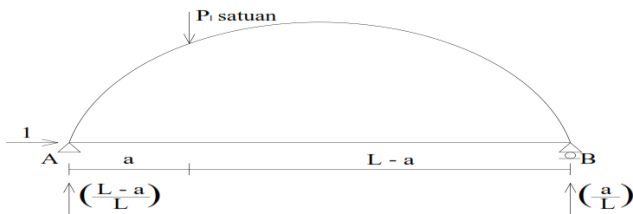
Beban garis (BGT) merupakan beban berjalan yang ditempatkan tegak lurus dari arah lalu-lintas pada jembatan dimana besarnya.



Gambar 7.11. Permodelan beban BGT.

$$\begin{aligned}
 P &= 49 \text{ kN/m} \\
 FBD &= 30\% \\
 q_{BGT} &= p \times (1 + FBD) \times \gamma_{TD} \\
 &= 49 \text{ kN/m} \times (1 + 0,3) \times 2 \\
 &= 127,4 \text{ kN/m} \\
 PBGT &= \frac{127 \text{ kN/m} \times 12 \text{ m} \times 7,5 \text{ m}}{15 \text{ m}} \\
 &= 764 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. Garis pengaruh rangka busur



Gambar 7.12. Garis pengaruh busur.

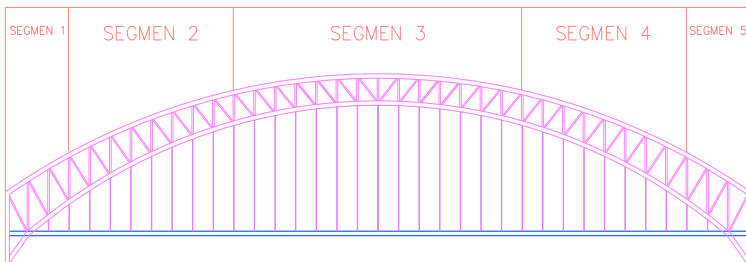
Untuk mendapatkan gaya batang maksimum akibat beban lalu lintas pada rangka busur, maka digunakan

dengan cara mencari nilai garis pengaruh akibat beban “D”, dimana beban BTR dipasang sepanjang bentang pada gelagar memanjang, sedangkan untuk beban berjalan BGT hanya dipasang pada daerah atau bentang terkritis.

Selanjutnya, kombinasi dari beban BTR + BGT diposisikan sesuai dengan besar garis pengaruh positif dan negatifnya (tarik atau tekan). Besarnya beban BTR + BGT yang diinput untuk mencari gaya aksial batang maksimum yaitu kombinasi beban BTR dan BGT yang asimetris.

Untuk menghitung garis pengaruh digunakan program bantu SAP2000 dengan 2 dimensi.

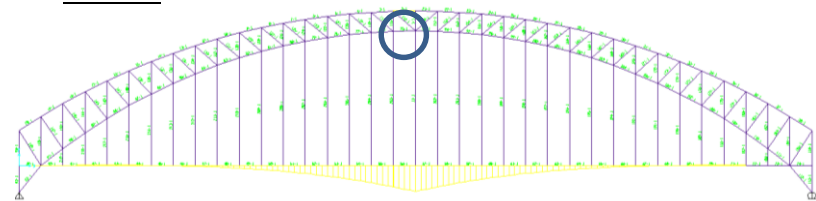
Pembagian segmen pada perhitungan gaya aksial batang dianggap sebagai wakil dari batang-batang lainnya pada segmen tersebut. Untuk pembagian segmen jembatan bias dilihat pada gambar berikut:



Gambar 7.13. Segmen busur.

Berikut ini merupakan hasil analisa SAP2000 dengan permodelan 2 dimensi untuk menentukan garis pengaruh 1 satuan:

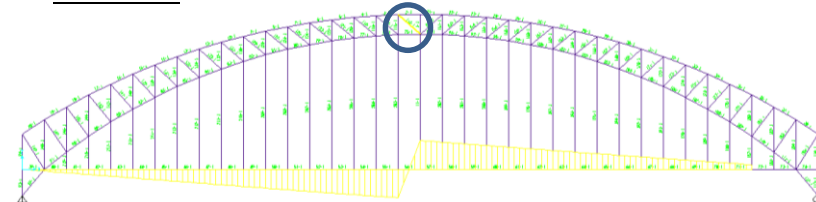
Frame 2



Lane	Station	Sta. Dist (m)	Ordinate	Ord. Dist (m)	Global X (m)	Influence (kN)
JALAN	2	12,495	1	0,	12,505	5.18E+00
JALAN	9	87,485	1	0,	87,495	0,0409
JALAN	18	17,499	1	0,	17,5	0,0721
JALAN	75	74,998	1	0,	74,999	-14,995
JALAN	83	82,499	1	0,	82,5	-21,386
JALAN	93	92,499	1	0,	92,5	-26,353
JALAN	129	1,287,485	1	0,	1,287,495	-0,2943
JALAN	149	1,487,485	1	0,	1,487,495	0,0456

Gambar 7.14. GP pada frame 2.

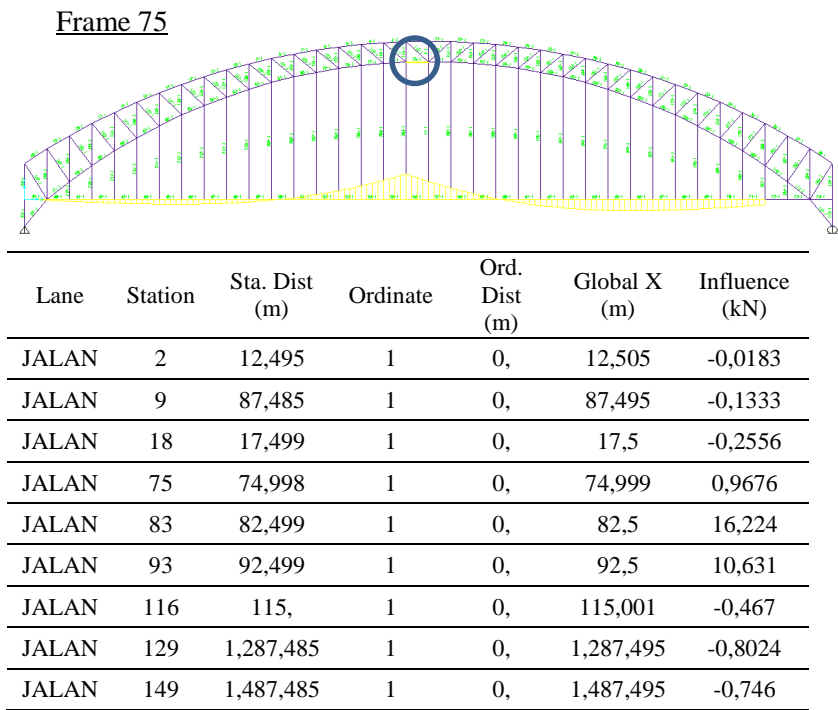
Frame 116



Lane	Station	Sta. Dist (m)	Ordinate	Ord. Dist (m)	Global X (m)	Influence (kN)
JALAN	2	12,495	1	0,	12,505	-0,0109

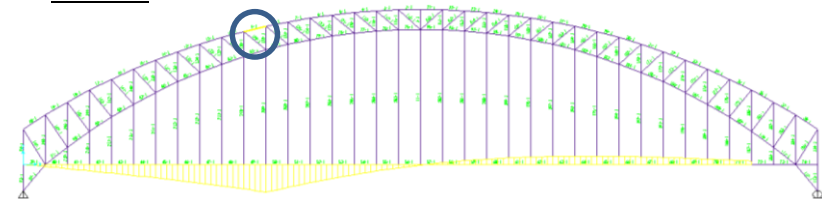
JALAN	9	87,485	1	0,	87,495	-0,0762
JALAN	18	17,499	1	0,	17,5	-0,1523
JALAN	75	74,998	1	0,	74,999	-0,6361
JALAN	83	82,499	1	0,	82,5	-0,6953
JALAN	93	92,499	1	0,	92,5	0,7028
JALAN	116	115,	1	0,	115,001	0,512
JALAN	129	1,287,485	1	0,	1,287,495	0,4003
JALAN	149	1,487,485	1	0,	1,487,495	0,242

Gambar 7.15. GP pada frame 116.



Gambar 7.16. GP pada frame 75.

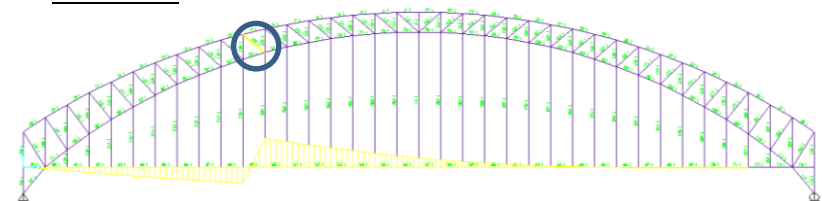
Frame 9



Lane	Station	Sta. Dist (m)	Ordinate	Ord. Dist (m)	Global X (m)	Influence (kN)
JALAN	2	12,495	1	0,	12,505	-0,061
JALAN	9	87,485	1	0,	87,495	-0,4234
JALAN	18	17,499	1	0,	17,5	-0,854
JALAN	75	74,998	1	0,	74,999	-11,536
JALAN	83	82,499	1	0,	82,5	-0,5736
JALAN	93	92,499	1	0,	92,5	0,0537
JALAN	116	115,	1	0,	115,001	0,8429
JALAN	129	1,287,485	1	0,	1,287,495	0,942
JALAN	149	1,487,485	1	0,	1,487,495	0,7384

Gambar 7.17. GP pada frame 9.

Frame 129

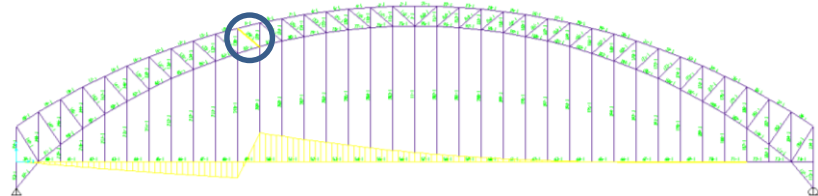


Lane	Station	Sta. Dist (m)	Ordinate	Ord. Dist (m)	Global X (m)	Influence (kN)
JALAN	2	12,495	1	0,	12,505	-0,0113

JALAN	9	87,485	1	0,	87,495	-0,0796
JALAN	18	17,499	1	0,	17,5	-0,1582
JALAN	75	74,998	1	0,	74,999	0,4064
JALAN	83	82,499	1	0,	82,5	0,3118
JALAN	93	92,499	1	0,	92,5	0,2048
JALAN	116	115,	1	0,	115,001	0,0463
JALAN	129	1,287,485	1	0,	1,287,495	0,942
JALAN	149	1,487,485	1	0,	1,487,495	-0,0217

Gambar 7.18. GP pada frame 129.

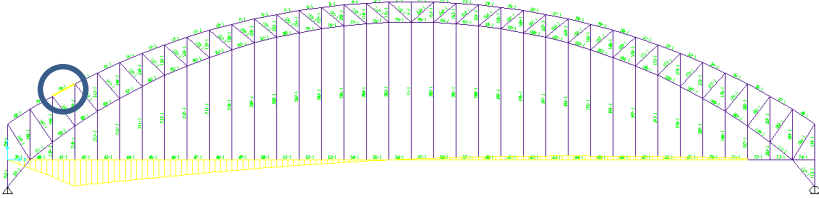
Frame 83



Lane	Station	Sta. Dist (m)	Ordinate	Ord. Dist (m)	Global X (m)	Influence (kN)
JALAN	2	12,495	1	0,	12,505	0,0578
JALAN	9	87,485	1	0,	87,495	0,4008
JALAN	18	17,499	1	0,	17,5	0,8088
JALAN	75	74,998	1	0,	74,999	-0,4709
JALAN	83	82,499	1	0,	82,5	-0,9463
JALAN	93	92,499	1	0,	92,5	-14,307
JALAN	116	115,	1	0,	115,001	-18,842
JALAN	129	1,287,485	1	0,	1,287,495	-17,694
JALAN	149	1,487,485	1	0,	1,487,495	-12,467

Gambar 7.19. GP pada frame 83.

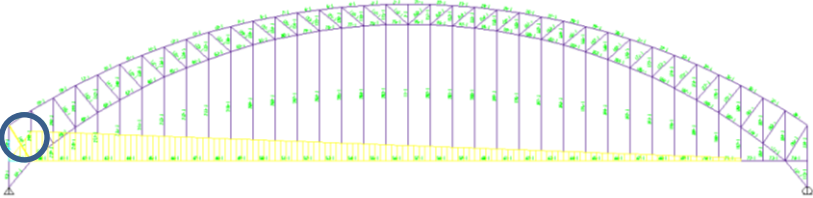
Frame 18



Lane	Station	Sta. Dist (m)	Ordinate	Ord. Dist (m)	Global X (m)	Influence (kN)
JALAN	2	12,495	1	0,	12,505	-0,1205
JALAN	9	87,485	1	0,	87,495	-0,8427
JALAN	18	17,499	1	0,	17,5	-13,816
JALAN	75	74,998	1	0,	74,999	-0,1474
JALAN	83	82,499	1	0,	82,5	-0,0448
JALAN	93	92,499	1	0,	92,5	0,0649
JALAN	116	115,	1	0,	115,001	0,1966
JALAN	129	1,287,485	1	0,	1,287,495	0,2063
JALAN	149	1,487,485	1	0,	1,487,495	0,1561

Gambar 7.20. GP pada frame 18.

Frame 149

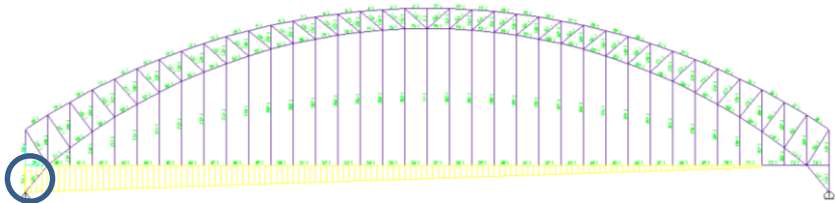


Lane	Station	Sta. Dist (m)	Ordinate	Ord. Dist (m)	Global X (m)	Influence (kN)
JALAN	2	12,495	1	0,	12,505	0,2054

JALAN	9	87,485	1	0,	87,495	0,8036
JALAN	18	17,499	1	0,	17,5	0,7626
JALAN	75	74,998	1	0,	74,999	0,4927
JALAN	83	82,499	1	0,	82,5	0,4575
JALAN	93	92,499	1	0,	92,5	0,4106
JALAN	116	115,	1	0,	115,001	0,305
JALAN	129	1,287,485	1	0,	1,287,495	-0,2847
JALAN	149	1,487,485	1	0,	1,487,495	0,1467

Gambar 7.21. GP pada frame 149.

Frame 93



Lane	Station	Sta. Dist (m)	Ordinate	Ord. Dist (m)	Global X (m)	Influence (kN)
JALAN	2	12,495	1	0,	12,505	-0,9931
JALAN	9	87,485	1	0,	87,495	-0,9514
JALAN	18	17,499	1	0,	17,5	-0,9028
JALAN	75	74,998	1	0,	74,999	-0,5833
JALAN	83	82,499	1	0,	82,5	-0,5417
JALAN	93	92,499	1	0,	92,5	-0,4861
JALAN	116	115,	1	0,	115,001	-0,3611
JALAN	129	1,287,485	1	0,	1,287,495	-0,2847
JALAN	149	1,487,485	1	0,	1,487,495	-0,1736

Gambar 7.22. GP pada frame 93.

Dari hasil analisa SAP2000 permodelan 2 dimensi garis pengaruh terbesar didapat pada titik ke 85 m dari titik 0. Jadi untuk beban BGT terbesar terdapat padat jarak tersebut.

4. Beban Rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang, dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan harus diambil yang terbesar dari (SNI 1725:2016 pasal 8.7):

25% dari berat gandar truk desain atau,
5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

Dimana;

Berat gandar truk (SNI 1725:2016 ps. 8.4.1)

$$= 112,5 \times 2$$

$$= 225 \text{ kN}$$

$$\text{BTR} = 5,3 \text{ kPa}$$

$$\text{Tu} = 500 \text{ kN}$$

Jadi,

$$\text{TB}_1 = 25\% \times 225 \text{ kN}$$

$$= 56,26 \text{ kN}$$

$$\text{TB}_2 = 5\% \times [(5,3 \text{ kN/m}^2 \times 12 \text{ m} \times 180 \text{ m}) + 500 \text{ kN}]$$

$$= 592 \text{ kN}$$

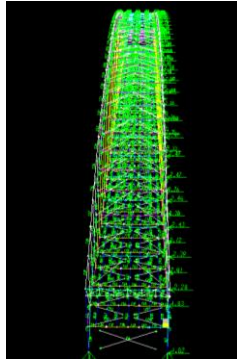
diambil nilai TB terbesar yaitu = 592 kN

7.3.1.3 Beban Aksi Lingkungan

Aksi lingkungan terdiri dari beban angin (E_w), beban gempa (E_Q), dan aliran air benda hanyutan dan tumbukan dengan batang kayu (E_F).

4. Beban angin pada struktur (EW1)

Gambar berikut merupakan titik-titik yang dikenai beban angin tekan dan hisap untuk rangka busur atas dan bawah.



Gambar 7.23. Elevasi busur rangka yang terkena beban angin (E_w).

Perencanaan beban angin diatur dalam SNI 1725:2016 pasal 9.6. Tekanan angin rencana dalam MPa ditetapkan pada rumus berikut:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

Dimana:

$$P_B \text{ (tekan)} = 0,024 \text{ MPa} \quad \text{(Tabel 29)}$$

$$P_B \text{ (hisap)} = 0,012 \text{ MPa} \quad \text{(Tabel 29)}$$

$$V_{DZ} = 2,5 V_o \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right)$$

Dimana:

$$V_o = 17,6 \text{ km/jam (daerah sub-urban)} \quad \text{(Tabel 28)}$$

$$V_B = 90 \text{ km/jam} \quad \text{(pasal 9.6.1)}$$

$$V_{10} = V_B = 90 \text{ km/jam} \quad \text{(pasal 9.6.1)}$$

$$Z_o = 1000 \text{ mm (daerah sub-urban)} \quad \text{(Tabel 28)}$$

$$\begin{aligned} Z &= \text{Elevasi struktur yang terkena beban angin diukur} \\ &\quad \text{diatas permukaan air (m)} \\ &= \text{Elevasi struktur} + 10,96 \text{ m} \end{aligned}$$

Beban angin pada busur atas

Angin Tekan

$$P_D = 0,024 \text{ MPa} \left(\frac{V_{DZ}}{90 \text{ km/jam}} \right)^2$$

Tabel 7.4. Angin tekan pada busur atas (MPa).

As	Z (m)	VDZ (km/jam)	PD (Mpa)	A (mm2)	P (kN)
1	19.96	131.7241	390.29372	5.8309519	2.276
2	22.99	137.9464	408.73019	5.8474801	2.390
3	25.79	143.0062	423.7222	5.731597	2.429
4	28.38	147.2101	436.17815	5.6291559	2.455
5	30.76	150.752	446.6727	5.5371149	2.473
6	32.94	153.7663	455.60373	5.4549758	2.485
7	34.93	156.3523	463.26597	5.3829393	2.494
8	36.75	158.5785	469.86219	5.3185495	2.499
9	38.38	160.495	475.54087	5.2608456	2.502
10	39.85	162.1454	480.43077	5.2107666	2.503
11	41.15	163.5589	484.61903	5.1664883	2.504
12	42.29	164.7613	488.18154	5.1283136	2.504
13	43.27	165.7703	491.17112	5.0953274	2.503
14	44.10	166.6022	493.63625	5.0677683	2.502
15	44.77	167.2687	495.61086	5.0450896	2.500
16	45.29	167.7777	497.11922	5.0270708	2.499
17	45.66	168.1367	498.18278	5.0137452	2.498
18	45.89	168.351	498.8179	5.0049704	2.497
19	45.96	168.4219	499.02798	5.0049704	2.498

Beban angin pada busur bawah

Angin Tekan

$$P_D = 0,024 \text{ MPa} \left(\frac{V_{DZ}}{90 \text{ km/jam}} \right)^2$$

Tabel 7.5. Angin tekan pada busur bawah (MPa)

As	Z (m)	VDZ (km/jam)	PD (Mpa)	A (mm ²)	P (kN)
1	10.96	105.3471	312.13956	5.8309519	1.8200707
2	10.96	105.3471	312.13956	5.8474801	1.8252299
3	14.65	118.1034	349.93588	5.731597	2.0056914
4	18.00	127.1837	376.84056	5.6291559	2.1212943
5	21.06	134.0803	397.27509	5.5371149	2.1997578
6	23.84	139.5308	413.42466	5.4549758	2.2552215
7	26.35	143.9463	426.50748	5.3829393	2.2958639
8	28.62	147.5837	437.28512	5.3185495	2.3257226
9	30.66	150.6116	446.25667	5.2608456	2.3476874
10	32.48	153.1448	453.76228	5.2107666	2.3644493
11	34.08	155.2671	460.0508	5.1664883	2.376847
12	35.48	157.0396	465.30253	5.1283136	2.3862173
13	36.69	158.5054	469.6456	5.0953274	2.3929981
14	37.69	159.698	473.17938	5.0677683	2.3979635
15	38.51	160.645	475.98507	5.0450896	2.4013873
16	39.15	161.3645	478.11702	5.0270708	2.4035281
17	39.60	161.8685	479.61031	5.0137452	2.4046439
18	39.87	162.1675	480.49619	5.0049704	2.4048692
19	39.96	162.2667	480.79015	5.0049704	2.4063405

5. Beban angin pada kendaraan (EW₂)

Berdasarkan SNI 1725:2016 ps. 9.6.12 besarnya beban angin yang pada kendaraan sebesar 1,46 N/mm dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan.

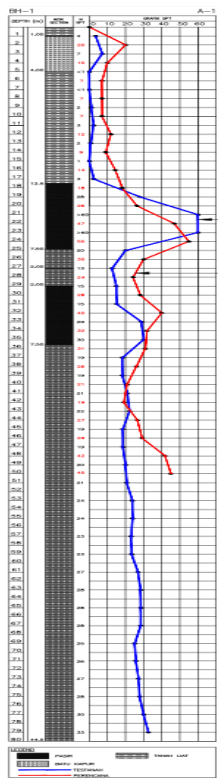
$$\begin{aligned}EW_2 &= 1,46 \text{ N/mm} \times 1800 \text{ mm} \\&= 2.628 \text{ N} \\&= 2,628 \text{ kN}\end{aligned}$$

6. Beban Gempa

Untuk struktur jembatan busur ini beban gempa direncanakan dengan RSNI 2833:201X dengan menggunakan metode analisa gempa respon spectrum.

Data tanah

Data yang digunakan adalah data tanah BH-1



Gambar 7.24. Grafik N-SPT.

Tabel 7.6. Data tanah jembatan sembayat lama A-1.

Lapisan	Tbl. Lapisan (di)	N-SPT (Ni)	di/Ni	di/(di/Ni)
1	1000	0	0.000	0
2	4000	10	400.000	10
3	12500	9.5	1315.789	9.5
4	7500	36.5	205.479	36.5
5	2000	30	66.667	30
6	2000	24	83.333	24
7	7500	33.333	225.000	33.333
8	43500	30	1450	30
TOTAL	80000	110	2071.269	110

Kelas situs tanah

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{t_i}{N}\right)} \\
 &= \frac{80000}{2071.269} \\
 &= 38,624
 \end{aligned}$$

Jadi, merupakan klasifikasi TANAH SEDANG (**SD**)
(SNI 2833:201X Tabel 2)

Menentukan nilai PGA, Ss dan S1

Berdasarkan ketentuan SNI 2833:201X pada peta zonasi gempa Indonesia, maka ditemukan nilai-nilai sebagai berikut:

PGA = 0,25 (SNI 2833:201X Gambar 4)

S_s = 0,5 (SNI 2833:201X Gambar 5)

S₁ = 0,25 (SNI 2833:201X Gambar 6)

Mencari nilai Faktor Situs (F_{PGA} dan F_v)

Tabel 7.7. Faktor amplikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a).

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1,0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Rumus Interpolasi

$$\begin{aligned} F_{PGA} &= 1,4 - \left(\frac{0,25-0,2}{0,3-0,2} \right) \times (1,4 - 1,2) \\ &= 1,3 \end{aligned}$$

Tabel 7.8. Faktor amplikasi untuk periode 1 detik (F_v).

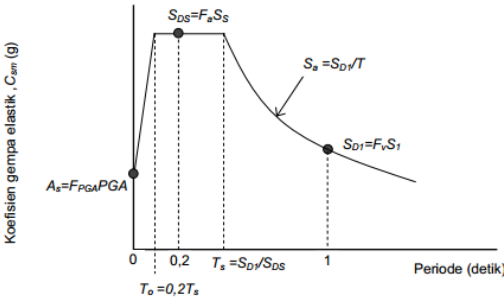
Kelas situs	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Rumus Interpolasi

$$\begin{aligned} F_v &= 2,0 - \left(\frac{0,25-0,2}{0,3-0,2} \right) \times (2,0 - 1,8) \\ &= 1,9 \end{aligned}$$

Respon spektrum rencana



Gambar 7.25. Bentuk tipikal respon spectrum.

A_S

$= F_{PGA} \times PGA$
 $= 1,3 \times 0,25 = 0,325$

S_{DS}

$= F_a \times S_s$
 $= 1,3 \times 0,5 = 0,65$

S_{D1}

$= F_v \times S_1$
 $= 1,9 \times 0,25 = 0,475$

T_s

$= \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$
 $= \frac{0,475}{0,65} = 0,73077$

T_0

$= 0,2 T_s$
 $= 0,2 \cdot 0,73077 = 0,14615$

Zona gempa 3

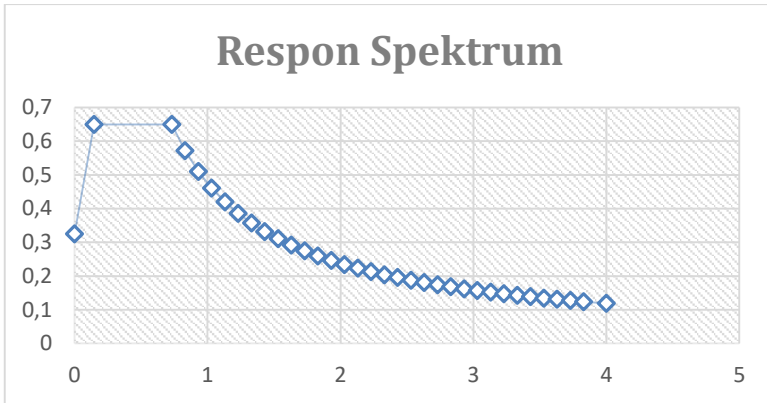
$(0,3 < S_{D1} < 0,5)$

Tabel 7.9. Nilai spectrum respons.

	T	Sa (g)
0	0	0.325
To	0.1461538	0.65
Ts	0.7307692	0.65
Ts+0,1	0.8307692	0.571759259
Ts+0,2	0.9307692	0.510330579
Ts+0,3	1.0307692	0.460820896
Ts+0,4	1.1307692	0.420068027
Ts+0,5	1.2307692	0.3859375
Ts+0,6	1.3307692	0.356936416
Ts+0,7	1.4307692	0.331989247
Ts+0,8	1.5307692	0.310301508
Ts+0,9	1.6307692	0.291273585
Ts+0,10	1.7307692	0.274444444
Ts+0,11	1.8307692	0.259453782
Ts+0,12	1.9307692	0.246015936
Ts+0,13	2.0307692	0.233901515

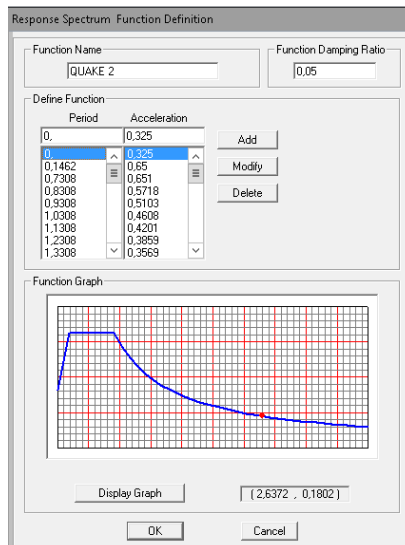
Ts+0,14	2.1307692	0.222924188
Ts+0,15	2.2307692	0.212931034
Ts+0,16	2.3307692	0.20379538
Ts+0,17	2.4307692	0.195411392
Ts+0,18	2.5307692	0.18768997
Ts+0,19	2.6307692	0.180555556
Ts+0,20	2.7307692	0.173943662
Ts+0,21	2.8307692	0.167798913
Ts+0,22	2.9307692	0.162073491
Ts+0,23	3.0307692	0.156725888
Ts+0,24	3.1307692	0.151719902
Ts+0,25	3.2307692	0.14702381
Ts+0,26	3.3307692	0.1426097
Ts+0,27	3.4307692	0.138452915
Ts+0,28	3.5307692	0.13453159
Ts+0,29	3.6307692	0.130826271
Ts+0,30	3.7307692	0.127319588
Ts+0,31	3.8307692	0.123995984
Ts+0,32	4	0.11875

Berikut merupakan grafik respon spektrum dari data-data diatas;



Gambar 7.26. *Response spectrum.*

Hasil nilai perhitungan nilai respon spektrum diinput di SAP2000 v.14



Gambar 7.27. *Input response spectrum SAP2000.*

Arah pembebanan gempa

Gaya gempa elastis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasi sehingga memiliki 2 tinjauan pembebanan sebagai berikut:

- a. 100% gaya gempa pada arah x dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah y.
- b. 100% gaya gempa pada arah y dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah x.

Sehingga apabila diaplikasikan dengan memperhitungkan variasi arah maka kombinasi gaya gempa menjadi sebagai berikut:

- a. $DL + 0,5 LL + EQ_x + 0,3 EQ_y$
- b. $DL + 0,5 LL + 0,3 EQ_x + EQ_y$

Keterangan:

DL = Beban mati (kN)

LL = Beban hidup (kN)

EQ_x = Beban gempa yang bekerja arah x

EQ_y = Beban gempa yang bekerja arah y

Menurut RSNI 2833:201X spectrum respon gempa rencana nilai ordinatnya dikalikan dengan faktor koreksi I/R , dimana I adalah faktor keutamaan, sedangkan R adalah faktor reduksi gempa representative dari struktur jembatan yang bersangkutan dan dikalikan dengan nilai C yang merupakan percepatan gravitasi.

Gempa arah X

$$UI = 100\% \times C \times I/R$$

Dimana:

$$C = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$I = 1 \text{ (Jembatan)}$$

$$R = 1,5$$

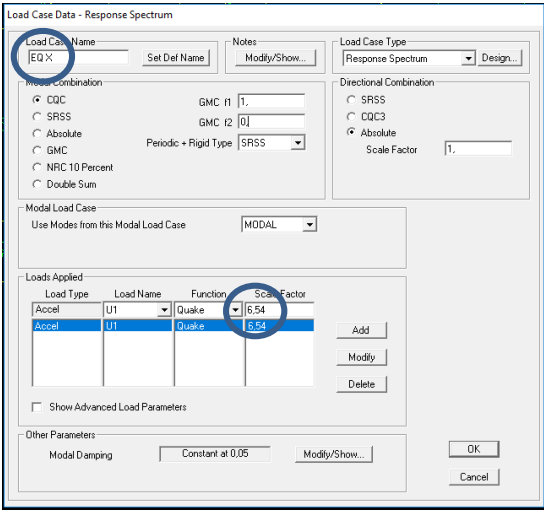
Tabel 7.10. Faktor modifikasi respons (R).

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Catatan:
Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar

Jadi;

$$U1 = 100\% \times 9,81 \text{ m/s}^2 \times 1/1,5$$
$$= 6,54$$



Gambar 7.28. Gempa arah X (EQ_x).

Gempa arah Y

$$U1 = 100\% \times C \times I/R$$

Dimana:

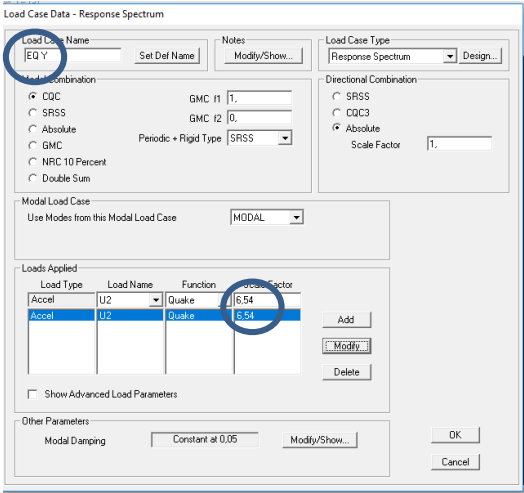
C = 9,81 m/s²
I = 1 (Jembatan)
R = 1,5

Tabel 7.11. Faktor modifikasi respons (R).

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang	1,5	2,0	3,0
Tiang vertikal	1,5	1,5	2,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit	1,5	3,5	5,0
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Catatan:
Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar

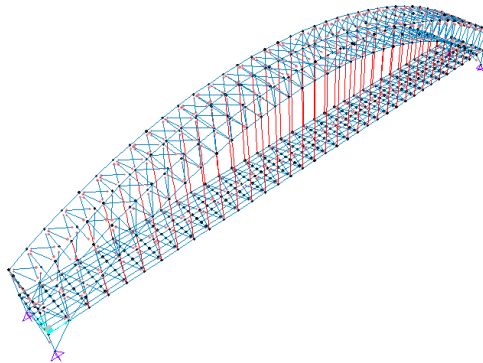
Jadi;
U1 = 100% × 9,81 m/s² × 1/1,5
= 6,54



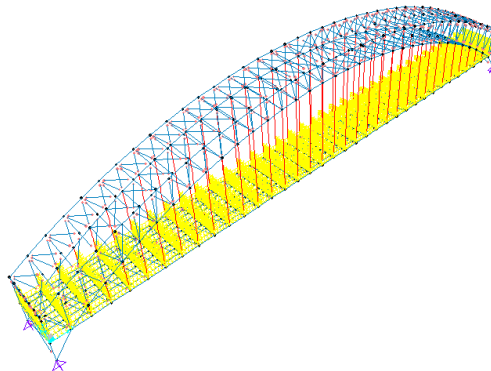
Gambar 7.29. Gempa arah Y (EQy).

7.3.2 Permodelan 3D dengan SAP2000

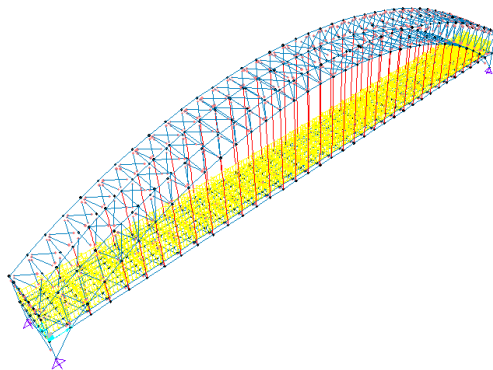
Setelah mendapatkan dimensi profil struktur utama jembatan busur, selanjutnya memodelkan jembatan dalam bentuk 3D yang bertujuan untuk melihat perilaku struktur dan mendapatkan profilprofil sekunder seperti, ikatan angin kendaraan dan ikatan angin rangka.



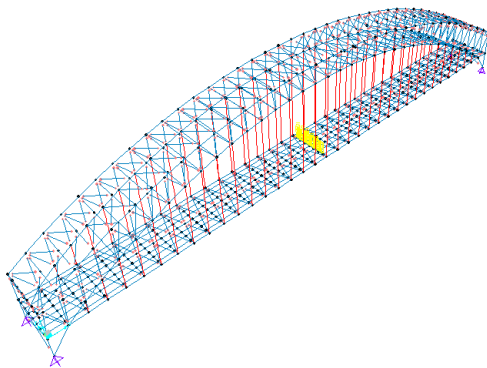
Gambar 7.30. Permodelan 3 dimensi.



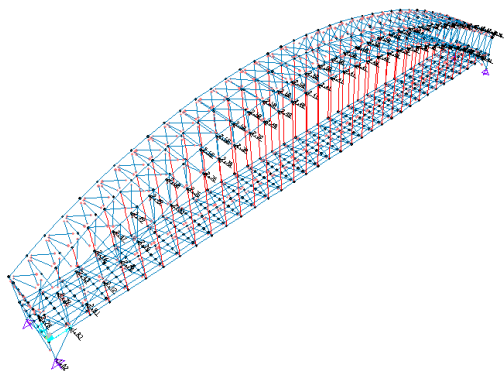
Gambar 7.31. Permodelan beban mati.



Gambar 7.32. Permodelan beban BTR.



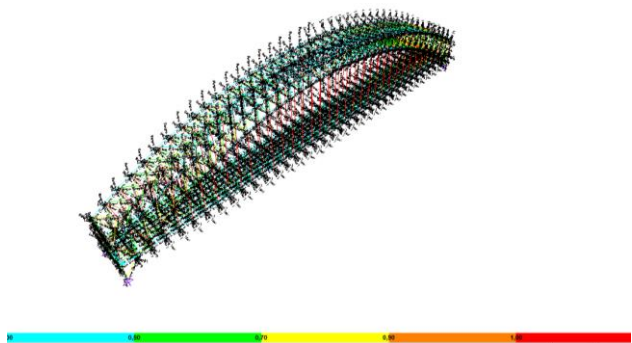
Gambar 7.33. Permodelan beban BGT.



Gambar 7.34. Beban angin pada rangka

7.3.2.1 Output Hasil SAP2000 3D

Berikut merupakan hasil analisa cek rasio penampang akibat kombinasi pembebanan.



Gambar 7.35. Cek rasio penampang.

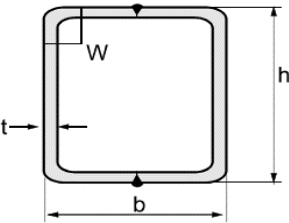
Tabel 7.12. Hasil analisa gaya dalam struktur utama.

Elemen	Aksial (kN)	Vx (kN)	Mx (kNm)	Frame
Busur Atas	-25492.82	-33.955	826.446	223
Busur Bawah	-42801.37	794.636	-3523.551	274

Main Girder	8924.178	-139.279	833.7421	366
Rangka Vertikal	794.429	-	-	312
	-3311.033	-	-	301
Rangka Diagonal	3558.456	-	-	357
	-5394.38	-	-	349
Hanger	1827.296	-	-	419

7.3.3 Busur Atas (*Top Chord*)

Direncanakan menggunakan profil box $900 \times 700 \times 50$

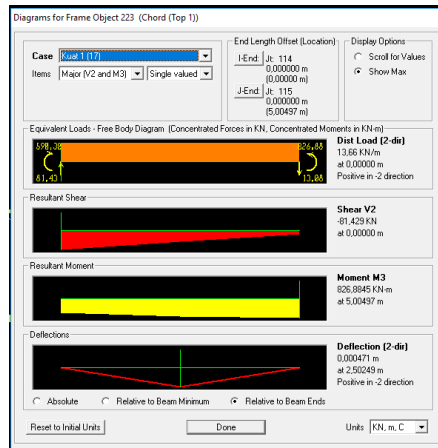
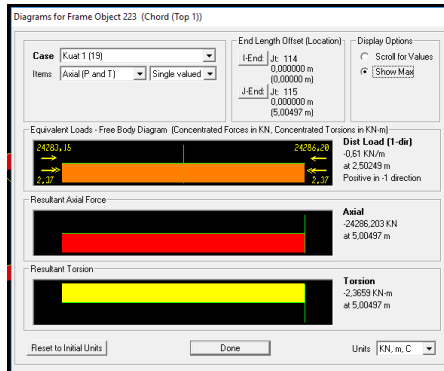


<i>h</i>	900	mm	<i>I_x</i>	330000000000	mm ⁴
<i>b</i>	700	mm	<i>I_y</i>	240000000000	mm ⁴
<i>t</i>	50	mm	<i>Z_x</i>	72000000	mm ³
<i>r</i>	75	mm	<i>Z_y</i>	63000000	mm ³
<i>w</i>	5172.4	N/m	<i>i_x</i>	418	mm
<i>A</i>	190000	mm ²	<i>i_y</i>	357	mm

Gambar 7.36. Penampang box busur atas (*Top Chord*).

Diambil sampel frame dengan tekan maksimum pada frame 223, berdasarkan hasil analisa SAP2000 v.14.

$M_x = 826,845 \text{ kNm}$
 $M_y = -167.981 \text{ kNm}$
 $V = -34.742 \text{ kN}$
 $N = 25492,824 \text{ kN}$



Gambar 7.37. Analisa gaya dalam *top chord* frame 223.

7.3.3.1 Analisa Komponen Struktur Tekan

Kontrol kelangsingan komponen struktur tekan

$$\lambda < 140$$

$$\frac{L_k}{r} < 140$$

Dimana;

$$L_k = k_c \times L$$

$$= 0,7 \times 5013,75 \text{ mm} = 3509,62$$

$$r = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$= \sqrt{\frac{13000000000 \text{ mm}^4}{178000 \text{ mm}^2}} = 270,248$$

Tabel 7.13. Faktor panjang efektif (k).

Bentuk tekuk	Kolom Tak Bergoyang			Kolom Bergoyang		
Faktor panjang efektif (k)	0.70	0.85	1.00	1.2	2.2	2.2
Simbol untuk keadaan penahanan ujung						
	= Rotasi terjepit, translasi terjepit			= Rotasi terjepit, translasi bebas		
	= Rotasi bebas, translasi terjepit			= Rotasi bebas, translasi bebas		

Jadi;

$$\frac{3509,62}{270,248} < 140$$

$$12,987 < 140$$

Kuat tekan nominal akibat tekuk lentur

$$\lambda_c = \frac{L_k}{r\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Dimana:

$$L_k = k_c \times L$$

$$= 0,7 \times 5013,75 \text{ mm} = 3509,62$$

$$r = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$= \sqrt{\frac{13000000000 \text{ mm}^4}{178000 \text{ mm}^2}} = 270,248$$

Jadi:

$$\lambda_c = \frac{3509,62 \text{ mm}}{270,248 \times \pi} \sqrt{\frac{410 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}}} = 0,187$$

Untuk, $\lambda_c < 1,5$ maka menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 N_n &= (0,66^{\lambda c^2}) \times A_g \times f_y \\
 &= (0,66 \times 0,187^2) \times 190000 \text{ mm}^2 \times 410 \text{ MPa} \\
 &= 71932049,67 \text{ N} \\
 &= 71932,050 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned}
 N_u &< \phi N_n \\
 25492,824 \text{ kN} &< 0,85 \times 71932,050 \text{ kN} \\
 25492,824 \text{ kN} &< 61142,242 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

7.3.3.2 Analisa Komponen Struktur Lentur

Kontrol kelangsingan elemen penampang

$$\lambda < \lambda_p$$

$$\frac{b}{t} < \frac{500}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{700}{50} < \frac{500}{\sqrt{410}}$$

$$14 < 24,7$$

(PENAMPANG KOMPAK)

Kontrol Lateral Buckling

$$L_b = 5013,75 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 L_p &= 1,76 \times i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 &= 1,76 \times 271 \text{ mm} \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{410 \text{ MPa}}} = 10534,284 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$L_r = r_y \left[\frac{X_1}{fL} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 f L^2}}$$

Dimana;

$$\begin{aligned}
 fL &= f_y - 70 \\
 &= 410 \text{ MPa} - 340 \text{ MPa} = 370 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}} = 2525,274 \text{ MPa}$$

$$X2 = 4 \left(\frac{Sx}{GJ} \right)^2 \frac{Sw}{I_y} = 0,000358802 \text{ mm}^4/\text{N}^2$$

$$\begin{aligned} Lr &= 70,4 \left[\frac{2525,274}{370} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,000358802 \cdot 370^2}} \\ &= 5518,675 \text{ mm} \\ &= 5,518 \text{ m} \end{aligned}$$

Jadi, karena $Lb < Lp$

Maka, merupakan BENTANG PENDEK ($Mn = Mpx$)

Kontrol Nominal Lentur

$$\begin{aligned} Mn &= Mpx \\ &= Zx \times fy \\ &= 54000000 \text{ mm}^3 \times 410 \text{ MPa} = 2,214 \times 10^{10} \text{ Nmm} \\ &= 22140 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned} \phi Mn_{\text{aktual}} &\geq Mu \\ 0,9 \times 22140 \text{ kNm} &\geq 826,466 \text{ kNm} \\ 19926 \text{ kNm} &\geq 826,466 \text{ kNm} \\ (\text{MEMENUHI}) \end{aligned}$$

Kuat geser nominal

$$Kn = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

Dimana;

$$\begin{aligned} a &= h - (2 \times t) \\ &= 900 - (2 \times 50 \text{ mm}) = 800 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi,

$$Kn = 5 + \frac{5}{(900/800)^2} = 11,328$$

dengan pengertian;

$$\begin{aligned} \frac{h}{tw} &< 1,10 \sqrt{\frac{KnE}{fy}} \\ \frac{900 \text{ mm}}{50 \text{ mm}} &< 1,10 \sqrt{\frac{11,328 \times 200000 \text{ MPa}}{410 \text{ MPa}}} \\ 18 &< 81,770 \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

Maka, menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \\ &= 0,6 \times 410 \text{ MPa} \times 45000 \text{ mm}^2 = 11070000 \text{ N} \\ &= 11070 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi V_n \\ 94.887 \text{ kN} &\leq 0,9 \times 11070 \text{ kN} \\ 94.887 \text{ kN} &\leq 9963 \text{ kN} \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

7.3.3.3 Interaksi Kekuatan Penampang

Interaksi Geser Lentur

Karena, momen lentur dipikul oleh seluruh penampang, maka selain memenuhi syarat lentur dan geser diatas, gelagar harus direncanakan untuk memikul kombinasi lentur dan geser yaiu:

$$\begin{aligned} \frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} &< 1,375 \\ \frac{826,466 \text{ kNm}}{19926 \text{ kNm}} + 0,625 \frac{94.887 \text{ kN}}{9963 \text{ kN}} &< 1,375 \\ 0.0474 &< 1,375 \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

Interaksi Tekan Lentur

Karena, momen lentur dipikul oleh seluruh penampang, maka selain memenuhi syarat lentur dan geser diatas, gelagar harus direncanakan untuk memikul kombinasi aksial dan lentur yaiu:

$$\begin{aligned} \frac{N_u}{\phi N_c} &> 0,2 \\ \frac{25492,824 \text{ kN}}{61142,242 \text{ kN}} &> 0,2 \end{aligned}$$

$$\text{Untuk } \frac{N_u}{\phi N_c} \geq 0,2$$

Maka;

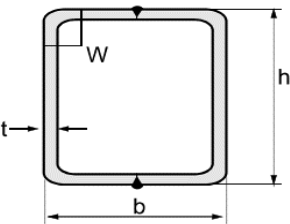
$$\frac{Nu}{2\phi N_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) < 1$$
$$0.208 + \frac{8}{9} (0.0474 + 0.0324) < 1$$
$$0,279 < 1$$

(MEMENUHI)

Jadi, profil box 900 700 50 bisa digunakan untuk elemen busur *top chord*.

7.3.4 Busur Bawah (*Bottom Chords*)

Direncanakan menggunakan profil box 1100 × 900 × 50



<i>h</i>	1100	mm	<i>I_x</i>	330000000000	mm ⁴
<i>b</i>	900	mm	<i>I_y</i>	240000000000	mm ⁴
<i>t</i>	50	mm	<i>Z_x</i>	72000000	mm ³
<i>r</i>	75	mm	<i>Z_y</i>	63000000	mm ³
<i>w</i>	5172.4	N/m	<i>i_x</i>	418	mm
<i>A</i>	190000	mm ²	<i>i_y</i>	357	mm

Gambar 7.38. Penampang box busur bawah (*Bottom Chord*).

Diambil sampel frame dengan tekan maksimum pada frame 274, berdasarkan hasil analisa SAP2000 v.14.

M_x

= -3523,551 kNm

M_y

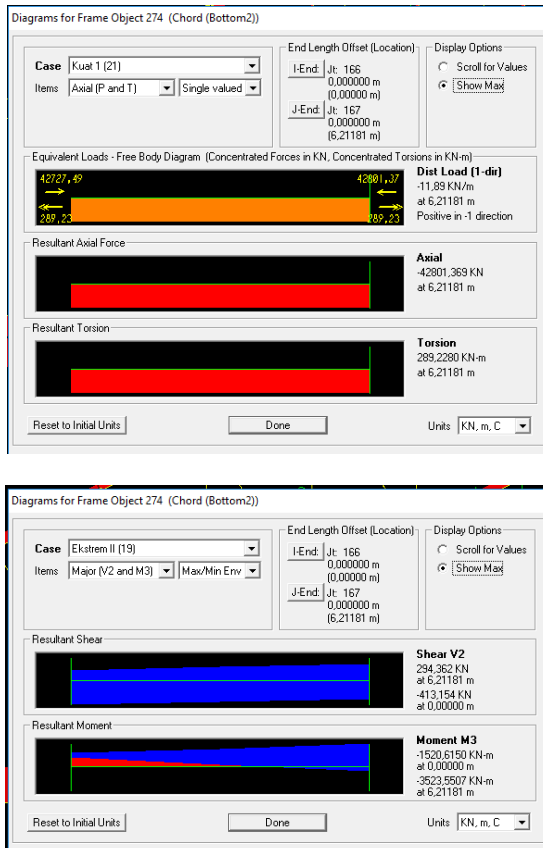
= 1549,252 kNm

V

= 287,155 kN

N

= -42801,369 kN



Gambar 7.39. Analisa gaya dalam *bottom chord* frame 274.

7.3.4.1 Analisa Komponen Struktur Tekan

Kontrol kelangsingan komponen struktur tekan

$$\lambda < 140$$

$$\frac{L_k}{r} < 140$$

Dimana;

$$\begin{aligned} L_k &= kc \times L \\ &= 0,7 \times 5830,95 \text{ mm} = 4081,67 \end{aligned}$$

$$r = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$= \sqrt{\frac{24000000000 \text{ mm}^4}{190000 \text{ mm}^2}} = 355,409$$

Tabel 7.14. Faktor panjang efektif (k)

Bentuk tekuk	Kolom Tak Bergoyang			Kolom Bergoyang		
Faktor panjang efektif (k)	0.70	0.85	1.00	1.2	2.2	2.2
Simbol untuk keadaan penahan ujung						
	= Rotasi terjepit, translasi terjepit			= Rotasi terjepit, translasi bebas		
	= Rotasi bebas, translasi terjepit			= Rotasi bebas, translasi bebas		

Jadi;

$$\frac{4081,67}{355,409} < 140$$

$$11.484 < 140$$

Kuat tekan nominal akibat tekuk lentur

$$\lambda_c = \frac{Lk}{r\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Dimana:

$$L_k = k_c \times L$$

$$= 0,7 \times 5830,95 \text{ mm} = 4081,67$$

$$r = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$= \sqrt{\frac{24000000000 \text{ mm}^4}{190000 \text{ mm}^2}} = 355,409$$

Jadi:

$$\lambda_c = \frac{4081,67 \text{ mm}}{355,409 \times \pi} \sqrt{\frac{410 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}}} = 0,121$$

Untuk, $\lambda_c < 1,5$ maka menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 N_n &= (0,66^{\lambda c^2}) \times A_g \times f_y \\
 &= (0,66 \times 0,121^2) \times 190000 \text{ mm}^2 \times 410 \text{ MPa} \\
 &= 77427852,4 \text{ N} \\
 &= 77427,852 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned}
 N_u &< \phi N_n \\
 42801,369 \text{ kN} &< 0,85 \times 77427,852 \text{ kN} \\
 42801,369 \text{ kN} &< 61142,242 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

7.3.4.2 Analisa Komponen Struktur Lentur

Kontrol kelangsingan elemen penampang

$$\lambda < \lambda_p$$

$$\frac{b}{t} < \frac{500}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{900}{50} < \frac{500}{\sqrt{410}}$$

$$18 < 24,7$$

(PENAMPANG KOMPAK)

Kontrol Lateral Buckling

$$L_b = 5830,95 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 L_p &= 1,76 \times i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 &= 1,76 \times 357 \text{ mm} \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{410 \text{ MPa}}} = 13877,267 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$L_r = r_y \left[\frac{X_1}{fL} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 f L^2}}$$

Dimana;

$$\begin{aligned}
 fL &= f_y - 70 \\
 &= 410 \text{ MPa} - 340 \text{ MPa} = 370 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}} = 1956,755 \text{ MPa}$$

$$X_2 = 4 \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 \frac{S_w}{I_y} = 0,000345513 \text{ mm}^4/\text{N}^2$$

$$\begin{aligned} L_r &= 357 \left[\frac{1956,755}{370} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,000345513 \cdot 370^2}} \\ &= 5588,545 \text{ mm} \\ &= 5,588 \text{ m} \end{aligned}$$

Jadi, karena $L_b < L_p$

Maka, merupakan BENTANG PENDEK ($M_n = M_{px}$)

Kontrol Nominal Lentur

$$\begin{aligned} M_n &= M_{px} \\ &= Z_x \times f_y \\ &= 72000000 \text{ mm}^3 \times 410 \text{ MPa} = 2,992 \times 10^{10} \text{ Nmm} \\ &= 29520 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned} \phi M_{n_{\text{aktual}}} &\geq \mu_u \\ 0,9 \times 29520 \text{ kNm} &\geq 3523,551 \text{ kNm} \\ 26568 \text{ kNm} &\geq 3523,551 \text{ kNm} \\ (\text{MEMENUHI}) \end{aligned}$$

Kuat geser nominal

$$K_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

Dimana;

$$\begin{aligned} a &= h - (2 \times t) \\ &= 1100 - (2 \times 50 \text{ mm}) = 900 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi,

$$K_n = 5 + \frac{5}{(1100/900)^2} = 10$$

dengan pengertian;

$$\begin{aligned} \frac{h}{t_w} &< 1,10 \sqrt{\frac{K_n E}{f_y}} \\ \frac{1100 \text{ mm}}{50 \text{ mm}} &< 1,10 \sqrt{\frac{10 \times 200000 \text{ MPa}}{410 \text{ MPa}}} \\ 22 &< 76,827 \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

Maka, menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \\ &= 0,6 \times 410 \text{ MPa} \times 55000 \text{ mm}^2 = 13530000 \text{ N} \\ &= 13530 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi V_n \\ 287,155 \text{ kN} &\leq 0,9 \times 13530 \text{ kN} \\ 287,155 \text{ kN} &\leq 12177 \text{ kN} \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

7.3.4.3 Interaksi Kekuatan Penampang

Interaksi Geser Lentur

Karena, momen lentur dipikul oleh seluruh penampang, maka selain memenuhi syarat lentur dan geser diatas, gelagar harus direncanakan untuk memikul kombinasi lentur dan geser yaiu:

$$\begin{aligned} \frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} &< 1,375 \\ \frac{3523.551 \text{ kNm}}{26568 \text{ kNm}} + 0,625 \frac{287,155 \text{ kN}}{12177 \text{ kN}} &< 1,375 \\ 0,147 &< 1,375 \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

Interaksi Tekan Lentur

Karena, momen lentur dipikul oleh seluruh penampang, maka selain memenuhi syarat lentur dan geser diatas, gelagar harus direncanakan untuk memikul kombinasi aksial dan lentur yaiu:

$$\begin{aligned} \frac{N_u}{\phi N_c} &> 0,2 \\ \frac{42801.369 \text{ kN}}{65813.67454 \text{ kN}} &> 0,2 \\ 0,65 &> 0,2 \end{aligned}$$

$$\text{Untuk } \frac{N_u}{\phi N_c} \geq 0,2$$

Maka;

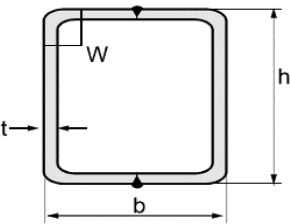
$$\frac{Nu}{2\phi N_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) < 1$$
$$0.325 + \frac{8}{9} (0.118 + 0.098) < 1$$
$$0.52 < 1$$

(MEMENUHI)

Jadi, profil box 1100 900 50 bisa digunakan untuk elemen busur *bottom chord*.

7.3.5 Main Girder

Direncanakan menggunakan profil box 700 × 700 × 50

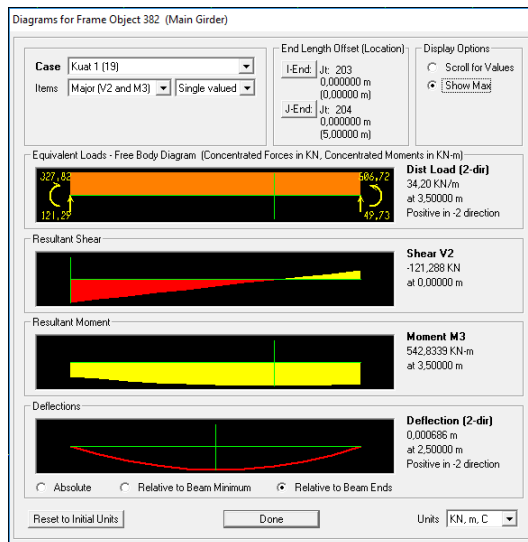
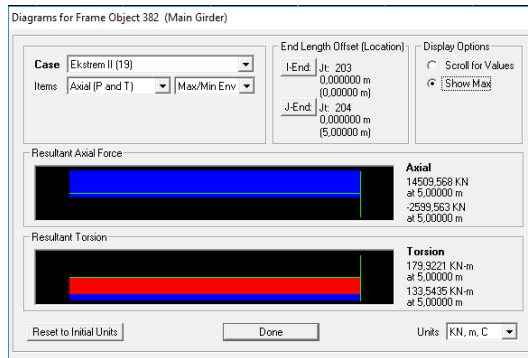


<i>h</i>	700	mm	<i>I_x</i>	9000000000	mm ⁴
<i>b</i>	700	mm	<i>I_y</i>	9000000000	mm ⁴
<i>t</i>	50	mm	<i>Z_x</i>	32000000	mm ³
<i>r</i>	75	mm	<i>Z_y</i>	32000000	mm ³
<i>w</i>	5172.4	N/m	<i>i_x</i>	266	mm
<i>A</i>	130000	mm ²	<i>i_y</i>	266	mm

Gambar 7.40. Penampang box *main girder*.

Diambil sampel frame dengan tekan maksimum pada frame 366, berdasarkan hasil analisa SAP2000 v.14.

$M_x = 542.8339 \text{ kNm}$
 $V = -121,288 \text{ kN}$
 $N = 14509,568 \text{ kN}$



Gambar 7.41. Analisa gaya dalam *main girder* frame 366.

7.3.5.1 Analisa Komponen Struktur Tarik

Kontrol Kuat Tarik Nominal (Penampang Bruto)

$$\begin{aligned}
 \phi N_n &= \phi \times f_y \times A_g \\
 &= 0,9 \times 410 \text{ MPa} \times 130000 \text{ mm}^2 \\
 &= 47970 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kontrol Kuat Tarik Nominal (Penampang efektif)

$$\phi N_n = \phi \times f_u \times A_e$$

Dimana:

$$\begin{aligned} A_e &= 0,85 \times A_g \\ &= 0,85 \times 130000 \text{ mm}^2 = 110500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jadi;

$$\begin{aligned} \phi N_n &= 0,9 \times 550 \text{ MPa} \times 110500 \text{ mm}^2 \\ &= 60775 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned} N_u &< \phi N_n \\ 14509,568 \text{ kN} &< 47970 \text{ kN} \\ 14509,568 \text{ kN} &< 47970 \text{ kN} \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

7.3.5.2 Analisa Komponen Struktur Lentur

Kontrol kelangsingan elemen penampang

$$\lambda < \lambda_p$$

$$\frac{b}{t} < \frac{500}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{700}{50} < \frac{500}{\sqrt{410}}$$

$$14 < 24,7$$

(PENAMPANG KOMPAK)

Kontrol Lateral Buckling

$$L_b = 5830,95 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \times i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,76 \times 266 \text{ mm} \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{410 \text{ MPa}}} = 10339,925 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$L_r = r_y \left[\frac{X_1}{fL} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 f L^2}}$$

Dimana;

$$\begin{aligned}
 f_L &= f_y - 70 \\
 &= 410 \text{ MPa} - 340 \text{ MPa} = 370 \text{ MPa} \\
 X1 &= \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}} = 3641,782 \text{ MPa} \\
 X2 &= 4 \left(\frac{S_x}{G J} \right)^2 \frac{S_w}{I_y} = 0.000181999 \text{ mm}^4/\text{N}^2 \\
 L_r &= 266 \left[\frac{3641,782}{370} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0.000181999 \cdot 370^2}} \\
 &= 6799.035 \text{ mm} \\
 &= 6,80 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Jadi, karena $L_b < L_p$

Maka, merupakan BENTANG PENDEK ($M_n = M_{px}$)

Kontrol Nominal Lentur

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_{px} \\
 &= Z_x \times f_y \\
 &= 32000000 \text{ mm}^3 \times 410 \text{ MPa} = 1,312 \times 10^{10} \text{ Nmm} \\
 &= 13120 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{array}{rcl}
 \phi M_{n\text{aktual}} & \geq & M_u \\
 0,9 \times 13120 \text{ kNm} & \geq & 542,834 \text{ kNm} \\
 11808 \text{ kNm} & \geq & 542,834 \text{ kNm}
 \end{array}$$

(MEMENUHI)

Kuat geser nominal

$$K_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

Dimana;

$$\begin{aligned}
 a &= h \\
 &= 700 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jadi,

$$K_n = 5 + \frac{5}{(700/700)^2} = 10$$

dengan pengertian;

$$\frac{h}{tw} < 1,10 \sqrt{\frac{K_n E}{f_y}}$$

$$\frac{900 \text{ mm}}{50 \text{ mm}} < 1,10 \sqrt{\frac{10 \times 200000 \text{ MPa}}{410 \text{ MPa}}}$$

$$14 < 76,827$$

(MEMENUHI)

Maka, menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \\ &= 0,6 \times 410 \text{ MPa} \times 130000 \text{ mm}^2 = 31980000 \text{ N} \\ &= 31980 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi V_n \\ 121,288 \text{ kN} &\leq 0,9 \times 31980 \text{ kN} \\ 121,288 \text{ kN} &\leq 28782 \text{ kN} \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

7.3.5.3 Interaksi Kekuatan Penampang

Interaksi Geser Lentur

Karena, momen lentur dipikul oleh seluruh penampang, maka selain memenuhi syarat lentur dan geser diatas, gelagar harus direncanakan untuk memikul kombinasi lentur dan geser yaiu:

$$\begin{aligned} \frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} &< 1,375 \\ \frac{542,834 \text{ kNm}}{11808 \text{ kNm}} + 0,625 \frac{121,288 \text{ kN}}{28782 \text{ kN}} &< 1,375 \\ 0,0486 &< 1,375 \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

Interaksi Tekan Lentur

Karena, momen lentur dipikul oleh seluruh penampang, maka selain memenuhi syarat lentur dan geser diatas, gelagar harus direncanakan untuk memikul kombinasi aksial dan lentur yaiu:

$$\frac{N_u}{\phi N_c} > 0,2$$

$$\frac{14509.568\text{ kN}}{45581,25\text{ kN}}$$
$$0,32$$

$$> 0,2$$
$$> 0,2$$

Untuk $\frac{Nu}{\phi Nc} > 0,2$

Maka;

$$\frac{Nu}{2\phi Nc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mux}{\phi Mnx} + \frac{Muy}{\phi Mny} \right)$$
$$0.159 + \frac{8}{9} (0.0486 + 0.098)$$
$$0.289$$

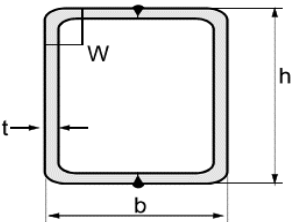
$$< 1$$
$$< 1$$
$$< 1$$

(MEMENUHI)

Jadi, profil box 700 700 50 bisa digunakan untuk elemen *main girder*.

7.3.6 Rangka Vertikal

Direncanakan menggunakan profil box 350 × 350 × 12

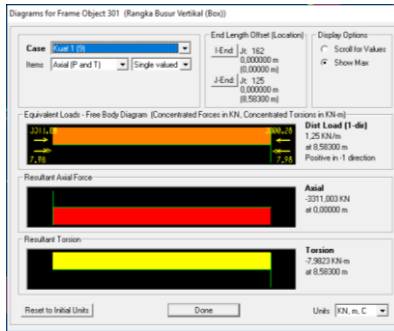


<i>h</i>	350	mm	<i>I_x</i>	2980000000	mm4
<i>b</i>	350	mm	<i>I_y</i>	2980000000	mm4
<i>t</i>	12	mm	<i>Z_x</i>	1700000	mm3
<i>r</i>	18	mm	<i>Z_y</i>	1700000	mm3
<i>w</i>	1244.4	N/m	<i>i_x</i>	137	mm
<i>A</i>	15850	mm2	<i>i_y</i>	137	mm

Gambar 7.42. Penampang box rangka vertical.

Diambil sampel frame dengan tekan maksimum pada frame 301, berdasarkan hasil analisa SAP2000 v.14.

$$N = -3311,033 \text{ kN}$$



Gambar 7.43. Analisa gaya dalam rangka vertikal frame 301.

Kontrol kelangsingan komponen struktur tekan

$$\lambda < 140$$

$$\frac{L_k}{r} < 140$$

Dimana;

$$L_k = k_c \times L$$

$$= 1 \times 6750 \text{ mm} = 6750 \text{ mm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$= \sqrt{\frac{2980000000 \text{ mm}^4}{15850 \text{ mm}^2}} = 433,604$$

Tabel 7.15. Faktor panjang efektif (k)

Bentuk tekuk	Kolom Tak Bergoyang			Kolom Bergoyang		
Faktor panjang efektif (k)	0.70	0.85	1.00	1.2	2.2	2.2
Simbol untuk keadaan penahan ujung	= Rotasi terjepit, translasi terjepit	= Rotasi terjepit, translasi terjepit	= Rotasi terjepit, translasi terjepit	= Rotasi terjepit, translasi bebas	= Rotasi terjepit, translasi bebas	= Rotasi terjepit, translasi bebas

Jadi;

$$\frac{6750,00}{433,604} < 140$$

$$15,567 < 140$$

Kuat tekan nominal akibat tekuk lentur

$$\lambda_c = \frac{Lk}{r\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Dimana:

$$L_k = k_c \times L$$

$$= 1 \times 6750 \text{ mm} = 6750 \text{ mm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$= \sqrt{\frac{2980000000 \text{ mm}^4}{15850 \text{ mm}^2}} = 433,604$$

Jadi:

$$\lambda_c = \frac{6750 \text{ mm}}{433,604 \times \pi} \sqrt{\frac{410 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}}} = 0,186$$

Untuk, $\lambda_c < 1,5$ maka menggunakan rumus:

$$N_n = (0,66^{\lambda_c^2}) \times A_g \times f_y$$

$$= (0,66 \times 0,186^2) \times 15850 \text{ mm}^2 \times 410 \text{ MPa}$$

$$= 6405694,392 \text{ N}$$

$$= 6405,694 \text{ kN}$$

Syarat:

Nu

3311,033 kN

3311,033 kN

<

<

<

$\varnothing Nn$

$0,85 \times 6405,694 \text{ kN}$

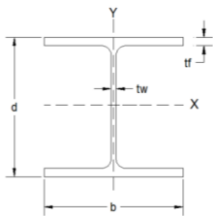
5444,840 kN

(MEMENUHI)

Jadi, profil box 350 350 12 bisa digunakan untuk elemen rangka busur vertikal.

7.3.7 Rangka Diagonal

Direncanakan menggunakan profil WF 582.300.17.11



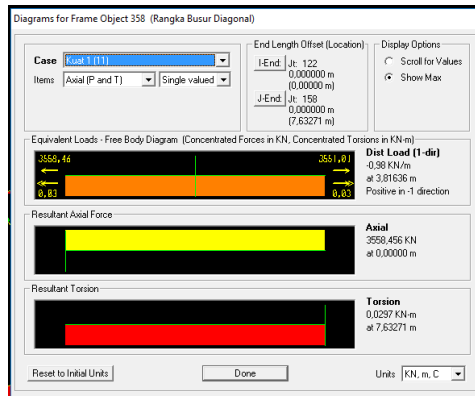
A	17450	mm ²	hf	565	mm
tw	12	mm	r	28	mm
tf	17	mm	ix	243	mm
Ix	1030000000	mm ⁴	iy	66.3	mm
Iy	76700000	mm ⁴	Sx	3540000	mm ³
bf	300	mm	Sy	511000	mm ³
d	582	mm	Zx	3782412	mm ³
hw	548	mm	W	136.98	kg/m
			Zy	784728	mm ³

Gambar 7.44. Penampang WF rangka diagonal.

Diambil sampel frame dengan tekan maksimum pada frame 358, berdasarkan hasil analisa SAP2000 v.14.

N

= 3358,456 kN



Gambar 7.45. Analisa gaya dalam rangka diagonal frame 358.

Kontrol Kuat Tarik Nominal (Penampang Bruto)

$$\begin{aligned}\phi N_n &= \phi \times f_y \times A_g \\ &= 0,9 \times 410 \text{ MPa} \times 17450 \text{ mm}^2 \\ &= 6439,05 \text{ kN}\end{aligned}$$

Kontrol Kuat Tarik Nominal (Penampang efektif)

$$\phi N_n = \phi \times f_u \times A_e$$

Dimana:

$$\begin{aligned}A_e &= 0,85 \times A_g \\ &= 0,85 \times 17450 \text{ mm}^2 = 14833 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jadi;

$$\begin{aligned}\phi N_n &= 0,9 \times 550 \text{ MPa} \times 14833 \text{ mm}^2 \\ &= 6118,406 \text{ kN}\end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned}N_u &< \phi N_n \\ 3558.456 \text{ kN} &< 6118,406 \text{ kN} \\ 3558.456 \text{ kN} &< 6118,406 \text{ kN}\end{aligned}$$

(MEMENUHI)

Jadi, profil WF 582.300.17.11 bisa digunakan untuk elemen rangka busur diagonal.

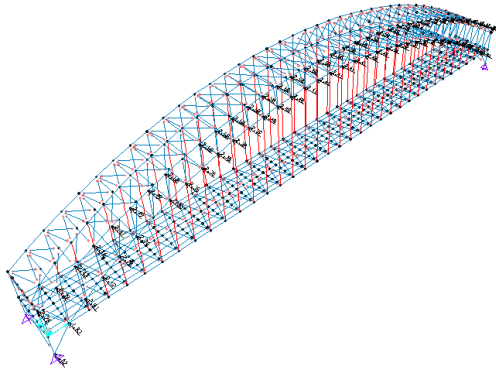
Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB 8

PERENCANAAN KOMPONEN SEKUNDER

Perencanaan komponen sekunder jembatan busur terdiri perencanaan ikatan angin lantai kendaraan, ikatan angin rangka busur dan portal akhir. Analisa gaya dalam *frame* ikatan angin didapatkan dari hasil output SAP2000. Pemebebanan ikatan angin pada g

Didasarkan pada SNI 1725:2016 ps. 9.6 mengenai pembebanan aksi lingkungan yaitu beban angin, berikut merupakan perhitungan pembebanan angin:



Gambar 8.1. Permodelan pembebanan ikatan angin pada elemen busur.

Beban angin pada busur atas

Angin tekan

$$P_D = 0,024 \text{ MPa} \left(\frac{V_{DZ}}{90 \text{ km/jam}} \right)^2$$

Tabel 8.1. Angin tekan pada busur atas (MPa).

As	Z (m)	VDZ (km/jam)	PD (Mpa)	A (mm ²)	P (kN)
1	19.96	131.7241	390.29372	5.8309519	2.276

2	22.99	137.9464	408.73019	5.8474801	2.390
3	25.79	143.0062	423.7222	5.731597	2.429
4	28.38	147.2101	436.17815	5.6291559	2.455
5	30.76	150.752	446.6727	5.5371149	2.473
6	32.94	153.7663	455.60373	5.4549758	2.485
7	34.93	156.3523	463.26597	5.3829393	2.494
8	36.75	158.5785	469.86219	5.3185495	2.499
9	38.38	160.495	475.54087	5.2608456	2.502
10	39.85	162.1454	480.43077	5.2107666	2.503
11	41.15	163.5589	484.61903	5.1664883	2.504
12	42.29	164.7613	488.18154	5.1283136	2.504
13	43.27	165.7703	491.17112	5.0953274	2.503
14	44.10	166.6022	493.63625	5.0677683	2.502
15	44.77	167.2687	495.61086	5.0450896	2.500
16	45.29	167.7777	497.11922	5.0270708	2.499
17	45.66	168.1367	498.18278	5.0137452	2.498
18	45.89	168.351	498.8179	5.0049704	2.497
19	45.96	168.4219	499.02798	5.0049704	2.498

Beban angin pada busur bawah

Angin tekan

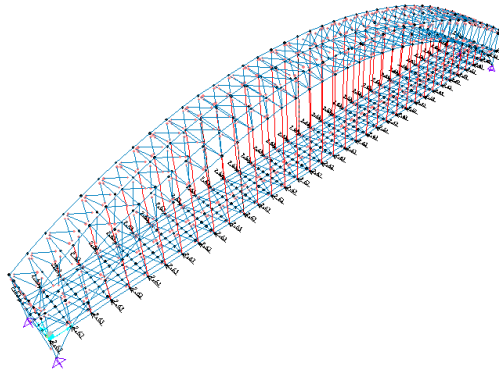
$$P_D = 0,024 MPa \left(\frac{V_{DZ}}{90 \text{ km/jam}} \right)^2$$

Tabel 8.2. Angin tekan pada busur bawah (MPa)

As	Z (m)	VDZ (km/jam)	PD (Mpa)	A (mm2)	P (kN)
1	10.96	105.3471	312.13956	5.8309519	1.8200707
2	10.96	105.3471	312.13956	5.8474801	1.8252299

3	14.65	118.1034	349.93588	5.731597	2.0056914
4	18.00	127.1837	376.84056	5.6291559	2.1212943
5	21.06	134.0803	397.27509	5.5371149	2.1997578
6	23.84	139.5308	413.42466	5.4549758	2.2552215
7	26.35	143.9463	426.50748	5.3829393	2.2958639
8	28.62	147.5837	437.28512	5.3185495	2.3257226
9	30.66	150.6116	446.25667	5.2608456	2.3476874
10	32.48	153.1448	453.76228	5.2107666	2.3644493
11	34.08	155.2671	460.0508	5.1664883	2.376847
12	35.48	157.0396	465.30253	5.1283136	2.3862173
13	36.69	158.5054	469.6456	5.0953274	2.3929981
14	37.69	159.698	473.17938	5.0677683	2.3979635
15	38.51	160.645	475.98507	5.0450896	2.4013873
16	39.15	161.3645	478.11702	5.0270708	2.4035281
17	39.60	161.8685	479.61031	5.0137452	2.4046439
18	39.87	162.1675	480.49619	5.0049704	2.4048692
19	39.96	162.2667	480.79015	5.0049704	2.4063405

Beban angin pada kendaraan (EW₂)



Gambar 8.2. Permodelan pembebanan ikatan angin pada lantai kendaraan.

Berdasarkan SNI 1725:2016 ps. 9.6.12 besarnya beban angin yang pada kendaraan sebesar 1,46 N/mm dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan.

$$\begin{aligned}
 EW_2 &= 1,46 \text{ N/mm} \times 1800 \text{ mm} \\
 &= 2.628 \text{ N} \\
 &= 2,628 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

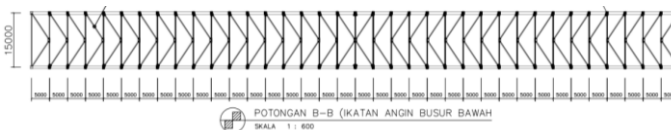
8.1 Perencanaan Ikatan Angin

8.1.1 Ikatan Angin Rangka Busur

Perhitungan ikatan angin rangka busur pada pembahasan kali ini adalah ikatan angin atas pada busur atas, dan ikatan angin bawah pada busur bawah.

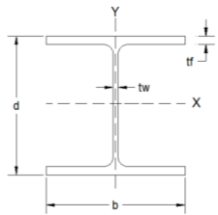
8.1.1.1 Ikatan Angin Atas

Ikatan angin atas merupakan ikatan angin yang dipasang pada busur atas (*Top chords*).



Gambar 8.3. Ikatan angin atas.

Direnkanakan menggunakan profil WF 250 × 250 × 14 × 9



<i>A</i>	9218	mm ²	<i>hf</i>	236	mm
<i>tw</i>	9	mm	<i>r</i>	16	mm
<i>tf</i>	14	mm	<i>ix</i>	108.2	mm
<i>I_x</i>	108000000	mm ⁴	<i>iy</i>	62.9	mm
<i>I_y</i>	36500000	mm ⁴	<i>S_x</i>	864000	mm ³
<i>bf</i>	250	mm	<i>S_y</i>	292000	mm ³
<i>d</i>	250	mm	<i>Z_x</i>	936889	mm ³
<i>hw</i>	222	mm	<i>W</i>	72.36	kg/m
			<i>Z_y</i>	441995.5	mm ³

Gambar 8.4. Penampang WF ikatan angin atas.

Dimana;

S_x = Modulus penampang elastis sumbu x

$$= \frac{I_x}{\frac{d}{2}} = 864000 \text{ mm}^3$$

S_y = Modulus penampang elastis sumbu y

$$= \frac{I_y}{\frac{bw}{2}} = 292000 \text{ mm}^3$$

Z_x = Modulus penampang plastis sumbu x

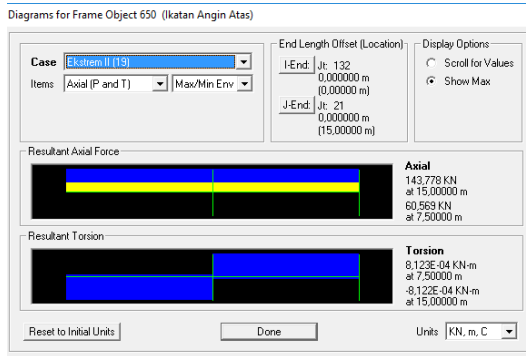
$$= \frac{tw \times hw^2}{4} + hf \times tf \times bf = 936889 \text{ mm}^3$$

Z_y = Modulus penampang plastis sumbu y

$$= \frac{hw \times tw^2 + 2 \times tf \times bf^2}{4} = 441995.5 \text{ mm}^3$$

Diambil sampel frame dengan tekan maksimum pada Frame 650, berdasarkan hasil analisa SAP2000 v.14.

$$N = 143,778 \text{ kN}$$



Gambar 8.5. Analisa gaya dalam ikatan angin frame 650.

Kontrol kuat rencana tarik (Penampang Bruto)

$$\begin{aligned} \phi N_n &= \phi \times f_y \times A_g \\ &= 0,9 \times 410 \text{ MPa} \times 9218 \text{ mm}^2 \\ &= 3401,442 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol Kuat Tarik Nominal (Penampang efektif)

$$\phi N_n = \phi \times f_u \times A_e$$

Dimana:

$$\begin{aligned} A_e &= 0,85 \times A_g \\ &= 0,85 \times 9218 \text{ mm}^2 = 7835,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jadi;

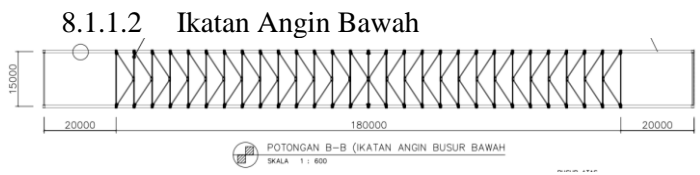
$$\phi N_n = 0,9 \times 550 \text{ MPa} \times 7835,3 \text{ mm}^2 = 3878,4735 \text{ kN}$$

Syarat:

$$\begin{aligned} N_u &< \phi N_n \\ 143,778 \text{ kN} &< 3401,442 \text{ kN} \\ 143,778 \text{ kN} &< 3401,442 \text{ kN} \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

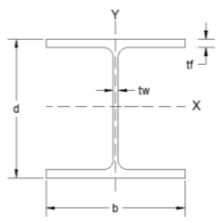
Jadi, profil profil WF 250 × 250 × 14 × 9 bisa digunakan untuk ikatan angin atas.



Gambar 8.6. Ikatan angin bawah.

Ikatan angin atas 2 merupakan ikatan angin yang dipasang sebagai konstruksi rangka busur bawah (*bottom chord*) yang dipasang mulai pada titik 4 pada ketinggian 10,09 m.

Direncanakan menggunakan profil WF 250 × 250 × 14 × 9



<i>A</i>	9218	mm ²	<i>hf</i>	236	mm
<i>tw</i>	9	mm	<i>r</i>	16	mm
<i>tf</i>	14	mm	<i>ix</i>	108.2	mm
<i>Ix</i>	108000000	mm ⁴	<i>iy</i>	62.9	mm
<i>Iy</i>	36500000	mm ⁴	<i>Sx</i>	864000	mm ³
<i>bf</i>	250	mm	<i>Sy</i>	292000	mm ³
<i>d</i>	250	mm	<i>Zx</i>	936889	mm ³
<i>hw</i>	222	mm	<i>W</i>	72.36	kg/m
			<i>Zy</i>	441995.5	mm ³

Gambar 8.7. Penampang WF ikatan angin bawah.

Dimana;

S_x = Modulus penampang elastis sumbu x
 $= \frac{Ix}{\frac{d}{2}} = 864000 \text{ mm}^3$

S_y = Modulus penampang elastis sumbu y
 $= \frac{Iy}{\frac{bw}{2}} = 292000 \text{ mm}^3$

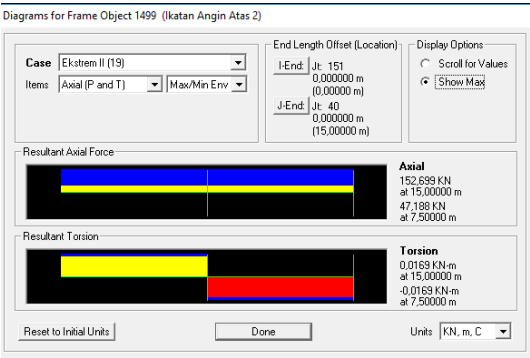
Z_x = Modulus penampang plastis sumbu x
 $= \frac{tw \times hw^2}{4} + hf \times tf \times bf = 936889 \text{ mm}^3$

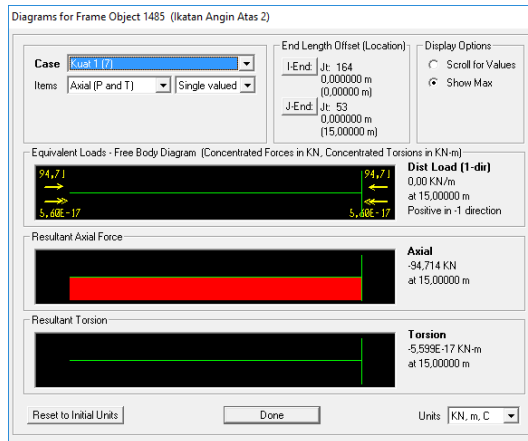
Z_y = Modulus penampang plastis sumbu y
 $= \frac{hw \times tw^2 + 2 \times tf \times bf^2}{4} = 441995.5 \text{ mm}^3$

Diambil sampel frame dengan tekan maksimum pada Frame 1499 tarik maksimum pada frame 1485, berdasarkan hasil analisa SAP2000 v.14.

N tarik = 152,699 kN

N tekan = -94,714 kN





Gambar 8.8. Analisa gaya dalam ikatan angin frame 650.

Kontrol kuat rencana tarik (Penampang Bruto)

$$\begin{aligned}\phi N_n &= \phi \times f_y \times A_g \\ &= 0,9 \times 410 \text{ MPa} \times 9218 \text{ mm}^2 \\ &= 3401,442 \text{ kN}\end{aligned}$$

Kontrol Kuat Tarik Nominal (Penampang efektif)

$$\phi N_n = \phi \times f_u \times A_e$$

Dimana:

$$\begin{aligned}A_e &= 0,85 \times A_g \\ &= 0,85 \times 9218 \text{ mm}^2 = 7835,3 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jadi;

$$\phi N_n = 0,9 \times 550 \text{ MPa} \times 7835,3 \text{ mm}^2 = 3878,4735 \text{ kN}$$

Syarat:

$$\begin{aligned}N_u &< \phi N_n \\ 152,699 \text{ kN} &< 3401,442 \text{ kN} \\ 152,699 \text{ kN} &< 3878,4735 \text{ kN}\end{aligned}$$

(MEMENUHI)

Kontrol kelangsingan elemen penampang

Badan

$$\lambda < \lambda_p$$

$$h = d - 2 (t_f + r) = 190 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{t_w} < \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{190 \text{ mm}}{9} < \frac{1680}{\sqrt{410}}$$

$$21,111 < 82,969$$

(PENAMPANG KOMPAK)

Sayap

$$\lambda < \lambda_p$$

$$\frac{b}{2 t_f} < \frac{170}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{250 \text{ mm}}{2 \cdot 14 \text{ mm}} < \frac{170}{\sqrt{410}}$$

$$8,3 < 8,396$$

(PENAMPANG KOMPAK)

Kuat tekan nominal akibat tekuk lentur

$$\lambda_c = \frac{L_k}{r \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Dimana:

$$L_k = k_c \times L$$

$$= 1 \times 9013,878 \text{ mm} = 9013,878 \text{ mm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$= \sqrt{\frac{36500000 \text{ mm}^4}{9218 \text{ mm}^2}} = 62,926 \text{ mm}$$

Tabel 8.3. Faktor panjang efektif (k)

Bentuk tekuk	Kolom Tak Bergoyang			Kolom Bergoyang		
Faktor panjang efektif (k)	0.70	0.85	1.00	1.2	2.2	2.2
Simbol untuk keadaan penahan ujung	= Rotasi terjepit, translasi terjepit	= Rotasi bebas, translasi terjepit	= Rotasi terjepit, translasi bebas	= Rotasi terjepit, translasi bebas	= Rotasi bebas, translasi bebas	= Rotasi bebas, translasi bebas

Jadi:

$$\lambda_c = \frac{9013,878 \text{ mm}}{62,926 \text{ mm} \times \pi} \sqrt{\frac{410 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}}} = 2,064$$

Untuk, $\lambda_c > 1,5$ maka menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} N_n &= \frac{0,88}{\lambda_c^2} \times A_g \times f_y \\ &= \frac{0,88}{2,588^2} \times 9218 \text{ mm}^2 \times 410 \text{ MPa} \\ &= 780964,7724 \text{ N} \\ &= 780,965 \text{ kN} \end{aligned}$$

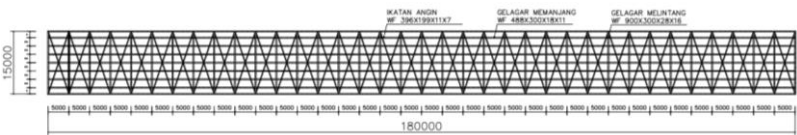
Syarat:

$$\begin{aligned} N_u &< \phi N_n \\ 94,714 \text{ kN} &< 0,85 \times 780,965 \text{ kN} \\ 94,714 \text{ kN} &< 663,820 \text{ kN} \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

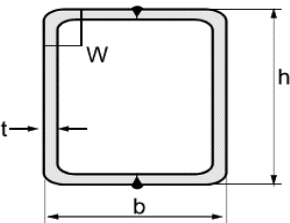
Jadi, profil WF 250 × 250 × 14 × 9 bisa digunakan untuk elemen ikatan angin bawah.

8.1.2 Ikatan Angin Lantai Kendaraan



Gambar 8.9. Ikatan angin bawah.

Direncanakan menggunakan profil box $250 \times 250 \times 12$



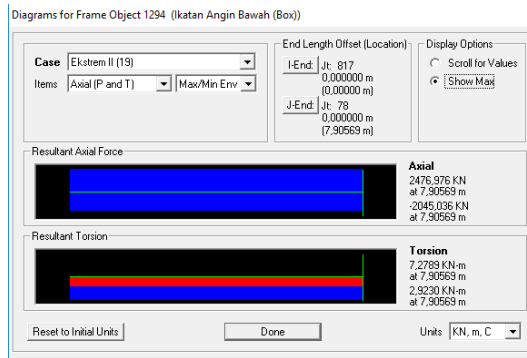
<i>h</i>	250	mm	<i>I_x</i>	1030000000	mm ⁴
<i>b</i>	250	mm	<i>I_y</i>	1030000000	mm ⁴
<i>t</i>	12	mm	<i>Z_x</i>	820000000	mm ³
<i>r</i>	18	mm	<i>Z_y</i>	820000000	mm ³
<i>w</i>	867.6	N/m	<i>i_x</i>	963	mm
<i>A</i>	11050	mm ²	<i>i_y</i>	963	mm

Gambar 8.10. Penampang box ikatan angina bawah.

Diambil sampel frame dengan aksial maksimum pada frame 1294, berdasarkan hasil analisa SAP2000 v.14.

N tarik = 2476,976 kN

N tekan = -2045,036 kN



Gambar 8.11. Analisa gaya dalam rangka vertikal frame 301.

Kontrol Kuat Tarik Nominal (Penampang Bruto)

$$\begin{aligned}\phi N_n &= \phi \times f_y \times A_g \\ &= 0,9 \times 410 \text{ MPa} \times 11050 \text{ mm}^2 \\ &= 4077,45 \text{ kN}\end{aligned}$$

Kontrol Kuat Tarik Nominal (Penampang efektif)

$$\phi N_n = \phi \times f_u \times A_e$$

Dimana:

$$\begin{aligned}A_e &= 0,85 \times A_g \\ &= 0,85 \times 11050 \text{ mm}^2 = 9392,5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jadi;

$$\phi N_n = 0,9 \times 550 \text{ MPa} \times 9392,5 \text{ mm}^2 = 3874,406 \text{ kN}$$

Syarat:

$$\begin{aligned}N_u &< \phi N_n \\ 2476,976 \text{ kN} &< 3874,406 \text{ kN} \\ 2476,976 \text{ kN} &< 3874,406 \text{ kN}\end{aligned}$$

(MEMENUHI)

Kontrol kelangsingan komponen struktur tekan

$$\lambda < 140$$

$$\frac{L_k}{r} < 140$$

Dimana;

$$L_k = kc \times L$$

$$= 1 \times 9013,88 \text{ mm} = 9013,88 \text{ mm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$= \sqrt{\frac{10300000000 \text{ mm}^4}{11050 \text{ mm}^2}} = 305,308$$

Tabel 8.4. Faktor panjang efektif (k)

	Kolom Tak Bergoyang			Kolom Bergoyang		
Bentuk tekuk						
Faktor panjang efektif (k)	0.70	0.85	1.00	1.2	2.2	2.2
Simbol untuk keadaan penahan ujung						
	= Rotasi terjepit, translasi terjepit = Rotasi bebas, translasi terjepit			= Rotasi terjepit, translasi bebas = Rotasi bebas, translasi bebas		

Jadi;

$$\frac{9013,88}{305,308} < 140$$

$$29.524 < 140$$

Kontrol kelangsingan elemen penampang

$$\lambda < \lambda_p$$

$$\frac{b}{t} < \frac{500}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{250 \text{ mm}}{12} < \frac{500}{\sqrt{410}}$$

$$16,667 < 24,693$$

Kuat tekan nominal akibat tekuk lentur

$$\lambda_c = \frac{Lk}{r\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Dimana;

$$L_k = kc \times L$$

$$= 1 \times 9013,88 \text{ mm} = 9013,88 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 r &= \sqrt{\frac{I_y}{A}} \\
 &= \sqrt{\frac{1030000000 \text{ mm}^4}{11050 \text{ mm}^2}} = 305,308
 \end{aligned}$$

Jadi:

$$\lambda_c = \frac{9013,88 \text{ mm}}{305,3084 \times \pi} \sqrt{\frac{410 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}}} = 0,425$$

Untuk, $\lambda_c < 1,5$ maka menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 N_n &= (0,66^{\lambda_c^2}) \times A_g \times f_y \\
 &= (0,66 \times 0,425^2) \times 11050 \text{ mm}^2 \times 410 \text{ MPa} \\
 &= 4202430,575 \text{ N} \\
 &= 4202,431 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Syarat:

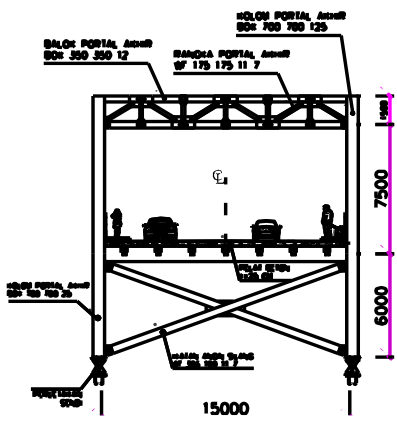
$$\begin{aligned}
 N_u &< \phi N_n \\
 2045,036 \text{ kN} &< 0,85 \times 4202,431 \text{ kN} \\
 2045,036 \text{ kN} &< 3572,066 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

Jadi, profil box $250 \times 250 \times 12 \times 8$ bisa digunakan untuk elemen ikatan angin lantai kendaraan.

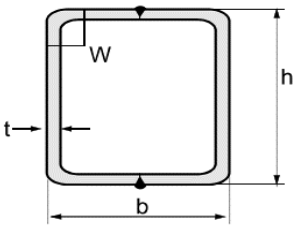
8.1.3 Ikatan Angin Silang Akhir

Batang ikatan silang merupakan kontruksi yang berfungsi untuk menahan keseluruhan kontruksi jembatan dari gaya torsi akibat beban horisontal jembatan.



Gambar 8.12. Ikatan angin silang.

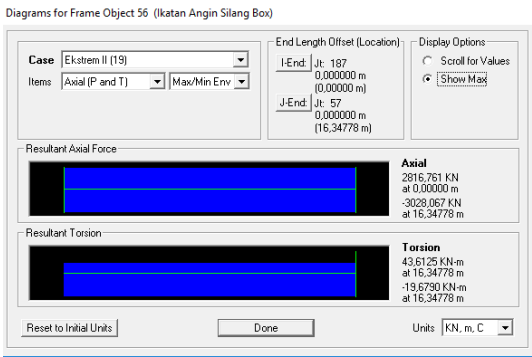
Direncanakan menggunakan profil box $450 \times 450 \times 16$



<i>h</i>	450	mm	<i>I_x</i>	873100000	mm ⁴
<i>b</i>	450	mm	<i>I_y</i>	873100000	mm ⁴
<i>t</i>	16	mm	<i>Z_x</i>	5000000	mm ³
<i>r</i>	45	mm	<i>Z_y</i>	5000000	mm ³
<i>w</i>	2128.6	N/m	<i>i_x</i>	177	mm
<i>A</i>	26680	mm ²	<i>i_y</i>	177	mm

Gambar 8.13. Penampang box ikatan angin silang akhir.

Diambil sampel frame dengan gaya aksial maksimum pada Frame 56.



Gambar 8.14. Analisa gaya dalam ikatan angin silang.

N tekan = -3021.119 kN

Kontrol kelangsingan komponen struktur tekan

$\lambda < 140$

$\frac{L_k}{r} < 140$

Dimana;

$L_k = kc \times L$
 $= 1 \times 16155.49 \text{ mm} = 16155.49 \text{ mm}$

$r = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$
 $= \sqrt{\frac{873100000 \text{ mm}^4}{26680 \text{ mm}^2}} = 180,900$

Tabel 8.5. Faktor panjang efektif (k)

	Kolom Tak Bergoyang			Kolom Bergoyang		
Bentuk tekuk						
Faktor panjang efektif (k)	0.70	0.85	1.00	1.2	2.2	2.2
Simbol untuk keadaan penahan ujung	= Rotasi terjepit, translasi terjepit	= Rotasi bebas, translasi terjepit	= Rotasi terjepit, translasi bebas	= Rotasi terjepit, translasi bebas	= Rotasi bebas, translasi terjepit	= Rotasi bebas, translasi bebas

Jadi;

$$\frac{16155.49}{180,900} < 140$$

$$89.306 < 140$$

Kuat tekan nominal akibat tekuk lentur

$$\lambda_c = \frac{Lk}{r\pi} \sqrt{\frac{fy}{E}}$$

Dimana:

$$\begin{aligned} L_k &= k c \times L \\ &= 1 \times 16155.49 \text{ mm} = 16155.49 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r &= \sqrt{\frac{I_y}{A}} \\ &= \sqrt{\frac{873100000 \text{ mm}^4}{26680 \text{ mm}^2}} = 180,900 \end{aligned}$$

Jadi:

$$\lambda_c = \frac{16155.49 \text{ mm}}{180,900 \times \pi} \sqrt{\frac{410 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}}} = 1.287$$

Untuk, $\lambda_c < 1,5$ maka menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} N_n &= (0,66^{\lambda_c^2}) \times A_g \times f_y \\ &= (0,66 \times 0,121^2) \times 26680 \text{ mm}^2 \times 410 \text{ MPa} \\ &= 5498794,541 \text{ N} \\ &= 5498,795 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat:

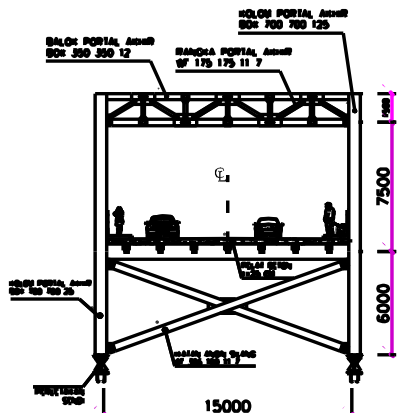
$$\begin{aligned} N_u &< \phi N_n \\ 3021,119 \text{ kN} &< 0,85 \times 5498,795 \text{ kN} \\ 3021,119 \text{ kN} &< 4673,975 \text{ kN} \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

Jadi, profil box 450 450 16 bisa digunakan untuk elemen ikatan silang akhir.

8.2 Portal Akhir

Portal akhir merupakan konstruksi yang meneruskan gaya dari ikatan angin busur dan struktur busur ke tumpuan. Analisa konstruksi portal akhir dihitung sebagai hubungan balok kolom pada konstruksi baja.

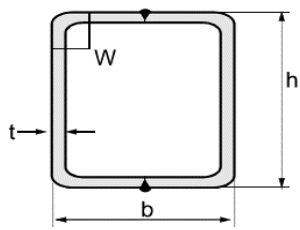


Gambar 8.15. Portal akhir jembatan busur.

8.2.1 Balok Portal Akhir

Pada perencanaan balok portal akhir, digunakan sistem rangka.

Direncanakan menggunakan profil box $350 \times 350 \times 12$



h	350	mm	I_x	298000000	mm ⁴
b	350	mm	I_y	298000000	mm ⁴

t	12	mm	Z_x	1700000	mm ³
r	18	mm	Z_y	1700000	mm ³
w	1244.4	N/m	i_x	137	mm
A	13450	mm ²	i_y	137	mm

Gambar 8.16. Penampang box balok portal akhir.

Diambil sampel frame dengan tekan maksimum pada frame 1822, berdasarkan hasil analisa SAP2000 v.14.

$$\begin{aligned} M_x &= -58,864 \text{ kNm} \\ M_y &= -167.981 \text{ kNm} \\ V &= -7.442 \text{ kN} \\ N &= -732.897 \text{ kN} \end{aligned}$$

8.2.1.1 Analisa Komponen Struktur Tekan

Kontrol kelangsingan komponen struktur tekan

$$\lambda < 140$$

$$\frac{L_k}{r} < 140$$

Dimana;

$$\begin{aligned} L_k &= k_c \times L \\ &= 0,7 \times 15000 \text{ mm} = 10500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r &= \sqrt{\frac{I_y}{A}} \\ &= \sqrt{\frac{298000000 \text{ mm}^4}{13450 \text{ mm}^2}} = 148,849 \end{aligned}$$

Tabel 8.6. Faktor panjang efektif (k).

	Kolom Tak Bergoyang			Kolom Bergoyang		
Bentuk tekuk						
Faktor panjang efektif (k)	0.70	0.85	1.00	1.2	2.2	2.2
Simbol untuk keadaan penahan ujung	= Rotasi terjepit, translasi terjepit = Rotasi bebas, translasi terjepit			= Rotasi terjepit, translasi bebas = Rotasi bebas, translasi bebas		

Jadi;

$$\frac{10500.00}{148,849} < 140$$

$$70,541 < 140$$

(MEMENUHI)

Kuat tekan nominal akibat tekuk lentur

$$\lambda_c = \frac{Lk}{r\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Dimana:

$$L_k = k_c \times L = 0,7 \times 15000 \text{ mm} = 10500 \text{ mm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{298000000 \text{ mm}^4}{13450 \text{ mm}^2}} = 148,849$$

Jadi:

$$\lambda_c = \frac{10500 \text{ mm}}{148,849 \times \pi} \sqrt{\frac{410 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}}} = 1.104$$

Untuk, $\lambda_c < 1,5$ maka menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} N_n &= (0,66^{\lambda_c^2}) \times A_g \times f_y \\ &= (0,66 \times 1,104^2) \times 13450 \text{ mm}^2 \times 410 \text{ MPa} \\ &= 3322850,324 \text{ N} \\ &= 3322,850 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned} N_u &< \phi N_n \\ 732,897 \text{ kN} &< 0,85 \times 3322,850 \text{ kN} \\ 732,897 \text{ kN} &< 2824,423 \text{ kN} \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

8.2.1.2 Analisa Komponen Struktur Lentur

Kontrol kelangsingan elemen penampang

$$\lambda < \lambda_p$$

$$\frac{b}{t} < \frac{500}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{350}{12} < \frac{500}{\sqrt{410}}$$

$$29.167 < 29.632$$

(PENAMPANG KOMPAK)

Kontrol Lateral Buckling

$$L_b = 2500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \times i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,76 \times 137 \text{ mm} \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{410 \text{ MPa}}} = 5325.450 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$L_r = r_y \left[\frac{X_1}{fL} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 f L^2}}$$

Dimana;

$$\begin{aligned} fL &= f_y - 70 \\ &= 410 \text{ MPa} - 340 \text{ MPa} = 370 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}} = 22049,788 \text{ MPa}$$

$$X_2 = 4 \left(\frac{S_x}{G J} \right)^2 \frac{S_w}{I_y} = 0,00001551 \text{ mm}^4/\text{N}^2$$

$$\begin{aligned} L_r &= 137 \left[\frac{22049,788}{370} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,00001551 \cdot 370^2}} \\ &= 14521.39941 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$= 14,521 \text{ m}$$

Jadi, karena $L_b < L_p$

Maka, merupakan BENTANG PENDEK ($M_n = M_{px}$)

Kontrol Nominal Lentur

$$\begin{aligned} M_n &= M_{px} \\ &= Z_x \times f_y \\ &= 1700000 \text{ mm}^3 \times 410 \text{ MPa} = 697000000 \text{ Nmm} \\ &= 697 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned} \phi M_{n\text{aktual}} &\geq M_u \\ 0,9 \times 697 \text{ kNm} &\geq 58,864 \text{ kNm} \\ 627,3 \text{ kNm} &\geq 58,864 \text{ kNm} \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

Kuat geser nominal

$$K_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

Dimana;

$$a = h = 900 \text{ mm}$$

Jadi,

$$K_n = 5 + \frac{5}{(700/700)^2} = 10$$

dengan pengertian;

$$\begin{aligned} \frac{h}{tw} &< 1,10 \sqrt{\frac{K_n E}{f_y}} \\ \frac{700 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} &< 1,10 \sqrt{\frac{10 \times 200000 \text{ MPa}}{410 \text{ MPa}}} \end{aligned}$$

$$29,167 < 79.70551788$$

(MEMENUHI)

Maka, menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \\ &= 0,6 \times 410 \text{ MPa} \times 4200 \text{ mm}^2 = 1033200 \text{ N} \end{aligned}$$

$$= 1033,2 \text{ kN}$$

Syarat:

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi V_n \\ 7.442 \text{ kN} &\leq 0,9 \times 1033,2 \text{ kN} \\ 7.442 \text{ kN} &\leq 929,88 \text{ kN} \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

8.2.1.3 Interaksi Kekuatan Penampang

Interaksi Geser Lentur

Karena, momen lentur dipikul oleh seluruh penampang, maka selain memenuhi syarat lentur dan geser diatas, gelagar harus direncanakan untuk memikul kombinasi lentur dan geser yaiu:

$$\begin{aligned} \frac{Mu}{\phi Mn} + 0,625 \frac{Vu}{\phi V_n} &< 1,375 \\ \frac{58,864 \text{ kNm}}{627,3 \text{ kNm}} + 0,625 \frac{7.442 \text{ kN}}{929,88 \text{ kN}} &< 1,375 \\ 0.0988 &< 1,375 \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

Interaksi Tekan Lentur

Karena, momen lentur dipikul oleh seluruh penampang, maka selain memenuhi syarat lentur dan geser diatas, gelagar harus direncanakan untuk memikul kombinasi aksial dan lentur yaiu:

$$\begin{aligned} \frac{Nu}{\phi N_c} &> 0,2 \\ \frac{732.897 \text{ kN}}{2824.423 \text{ kN}} &> 0,2 \\ 0.259 &> 0,2 \end{aligned}$$

$$\text{Untuk } \frac{Nu}{\phi N_c} \geq 0,2$$

Maka;

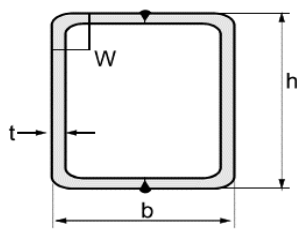
$$\begin{aligned} \frac{Nu}{2\phi N_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) &< 1 \\ 0.1297 + \frac{8}{9} (0.0988 + 0.0324) &< 1 \\ 0.246 &< 1 \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

Jadi, profil box 350 350 12 bisa digunakan untuk elemen balok portal akhir.

8.2.2 Kolom Portal Akhir

Direncanakan menggunakan profil box $700 \times 700 \times 25$



h	700	mm	I_x	4779000000	mm ⁴
b	700	mm	I_y	4779000000	mm ⁴
t	25	mm	Z_x	13650000	mm ³
r	75	mm	Z_y	13650000	mm ³
w	5172.4	N/m	i_x	272	mm
A	64600	mm ²	i_y	272	mm

Gambar 8.17. Penampang box kolom portal akhir.

Diambil sampel frame dengan gaya dalam maksimum pada frame 403, berdasarkan hasil analisa SAP2000 v.14.

$M_x = -1204,335 \text{ kNm}$
 $M_y = 1202,556 \text{ kNm}$
 $V = -232,807 \text{ kN}$
 $N = -4770,775 \text{ kN}$

8.2.2.1 Analisa Komponen Struktur Tekan

Kontrol kelangsingan komponen struktur kolom

$\lambda < 140$
 $\frac{L_k}{r} < 140$

Dimana;

$$L_k = k c \times L$$

$$= 0,7 \times 6000 \text{ mm} = 4200 \text{ mm}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$= \sqrt{\frac{4779000000 \text{ mm}^4}{64600 \text{ mm}^2}} = 271.990$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$= \sqrt{\frac{4779000000 \text{ mm}^4}{64600 \text{ mm}^2}} = 271.990$$

Tabel 8.7. Faktor panjang efektif (k).

	Kolom Tak Bergoyang			Kolom Bergoyang		
Bentuk tekuk						
Faktor panjang efektif (k)	0.70	0.85	1.00	1.2	2.2	2.2
Simbol untuk keadaan penahan ujung	= Rotasi terjepit, translasi terjepit = Rotasi bebas, translasi terjepit			= Rotasi terjepit, translasi bebas = Rotasi bebas, translasi bebas		

Jadi;

$$\lambda_x = \frac{4200}{271.990} < 140$$

$$= 15.442 < 140$$

$$N_{crb_x} = \frac{\pi^2 \times E \times Ag}{\lambda_x^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \times 200000 \text{ MPa} \times 64600 \text{ mm}^2}{15.442^2} = 535185944,4 \text{ N}$$

$$\lambda_y = \frac{4200}{271.990} < 140$$

$$= 15.442 < 140$$

$$N_{crb_y} = \frac{\pi^2 \times E \times Ag}{\lambda_y^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \times 200000 \text{ MPa} \times 64600 \text{ mm}^2}{15.442^2} = 535185944,4 \text{ N}$$

(MEMENUHI)

Kuat tekan nominal akibat tekuk lentur

$$\lambda_c = \frac{Lk}{r\pi} \sqrt{\frac{fy}{E}}$$

Dimana:

$$\begin{aligned} L_k &= k_c \times L \\ &= 0,7 \times 6000 \text{ mm} = 42000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r &= \sqrt{\frac{I_y}{A}} \\ &= \sqrt{\frac{4779000000 \text{ mm}^4}{64600 \text{ mm}^2}} = 271.990 \end{aligned}$$

Jadi:

$$\lambda_c = \frac{3509,62 \text{ mm}}{271.990 \times \pi} \sqrt{\frac{410 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}}} = 0,222$$

Untuk, $\lambda_c < 1,5$ maka menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} N_n &= (0,66^{\lambda_c^2}) \times A_g \times f_y \\ &= (0,66 \times 0,222^2) \times 64600 \text{ mm}^2 \times 410 \text{ MPa} \\ &= 25946930,63 \text{ N} \\ &= 25946,931 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned} N_u &< \phi N_n \\ 4770,775 \text{ kN} &< 0,85 \times 25946,931 \text{ kN} \\ 4770,775 \text{ kN} &< 22054.891 \text{ kN} \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

8.2.2.2 Analisa Komponen Struktur Lentur

Kontrol aksi kolom

Terhadap sb X

$$C_m = 0,85 \text{ (jepit-jepit)}$$

$$\delta_{bx} = \frac{C_m}{1 - \frac{Nu}{N_{crbx}}} > 1$$

$$= \frac{0,85}{1 - \frac{4770775 \text{ N}}{535185944,4}} > 1$$

$$= 0,858 < 1$$

$$\delta_{bx} = 1$$

$$\begin{aligned} \text{Mux} &= \delta_{bx} \times \text{Mux} \\ &= 1 \times 1204,335 \text{ kNm} \\ &= 1204,335 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Terhadap sb Y

$$C_m = 0,85 \text{ (jepit-jepit)}$$

$$\delta_{bx} = \frac{C_m}{1 - \frac{N}{N_{crbx}}} > 1$$

$$= \frac{0,85}{1 - \frac{4770775 \text{ N}}{535185944,4}} > 1$$

$$= 0,858 < 1$$

$$\delta_{bx} = 1$$

$$\begin{aligned} \text{Muy} &= \delta_{bx} \times \text{Muy} \\ &= 1 \times 1202,556 \text{ kNm} \\ &= 1202,556 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Kontrol kelangsingan elemen penampang

$$\lambda < \lambda_p$$

$$\frac{b}{t} < \frac{500}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{700}{25} < \frac{500}{\sqrt{410}}$$

$$28 < 24,7$$

(PENAMPANG KOMPAK)

Kontrol Lateral Buckling

$$L_b = 6000.00 \text{ mm}$$

$$L_p = 1,76 \times i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1,76 \times 272 \text{ mm} \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{410 \text{ MPa}}} = 10573,156 \text{ mm}$$

$$L_r = r_y \left[\frac{X_1}{f_L} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 f_L^2}}$$

Dimana;

$$\begin{aligned} f_L &= f_y - 70 \\ &= 410 \text{ MPa} - 340 \text{ MPa} = 370 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}} = 6018,327 \text{ MPa}$$

$$X_2 = 4 \left(\frac{S_x}{G J} \right)^2 \frac{S_w}{I_y} = 0,0006236 \text{ mm}^4/\text{N}^2$$

$$\begin{aligned} L_r &= 272 \left[\frac{6018,327}{370} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,0006236 \cdot 370^2}} \\ &= 9465,676 \text{ mm} \\ &= 9,466 \text{ m} \end{aligned}$$

Jadi, karena $L_b < L_p$

Maka, merupakan BENTANG PENDEK ($M_n = M_{px}$)

Kontrol Nominal Lentur

$$\begin{aligned} M_n &= M_{px} \\ &= Z_x \times f_y \\ &= 13650000 \text{ mm}^3 \times 410 \text{ MPa} = 5,597 \times 10^9 \text{ Nmm} \\ &= 5596,5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned} \phi M_{n\text{aktual}} &\geq \mu_u \\ 0,9 \times 5596,5 \text{ kNm} &\geq 1204,335 \text{ kNm} \\ 5036,85 \text{ kNm} &\geq 1204,335 \text{ kNm} \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

Kuat geser nominal

$$K_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

Dimana;

$$a = h = 700$$

Jadi,

$$K_n = 5 + \frac{5}{(700/700)^2} = 10$$

dengan pengertian;

$$\frac{h}{tw} < 1,10 \sqrt{\frac{K_n E}{f_y}}$$

$$\frac{700 \text{ mm}}{25 \text{ mm}} < 1,10 \sqrt{\frac{10 \times 200000 \text{ MPa}}{410 \text{ MPa}}}$$

$$28 < 76,827$$

(MEMENUHI)

Maka, menggunakan rumus:

$$V_n = 0,6 \times f_y \times A_w$$

$$= 0,6 \times 410 \text{ MPa} \times 17500 \text{ mm}^2 = 4305000 \text{ N}$$

$$= 4305 \text{ kN}$$

Syarat:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$232,807 \text{ kN} \leq 0,9 \times 4305 \text{ kN}$$

$$232,807 \text{ kN} \leq 3874.5 \text{ kN}$$

(MEMENUHI)

8.2.2.3 Interaksi Kekuatan Penampang

Interaksi Geser Lentur

Karena, momen lentur dipikul oleh seluruh penampang, maka selain memenuhi syarat lentur dan geser diatas, gelagar harus direncanakan untuk memikul kombinasi lentur dan geser yaiu:

$$\frac{Mu}{\phi M_n} + 0,625 \frac{Vu}{\phi V_n} < 1,375$$

$$\frac{1204.335 \text{ kNm}}{5036,85 \text{ kNm}} + 0,625 \frac{232,807 \text{ kN}}{3874.5 \text{ kN}} < 1,375$$

$$0.277 < 1,375$$

(MEMENUHI)

Interaksi Tekan Lentur

Karena, momen lentur dipikul oleh seluruh penampang, maka selain memenuhi syarat lentur dan geser diatas, gelagar harus direncanakan untuk memikul kombinasi aksial dan lentur yaiu:

$$\frac{Nu}{\phi N_c} > 0,2$$

$$\frac{4770,775 \text{ kN}}{22054,891 \text{ kN}} > 0,2$$

$$0,22 > 0,2$$

Untuk $\frac{Nu}{\phi N_c} \geq 0,2$

Maka;

$$\frac{Nu}{2\phi N_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) < 1$$

$$0.108 + \frac{8}{9} (0.277 + 0.253) < 1$$

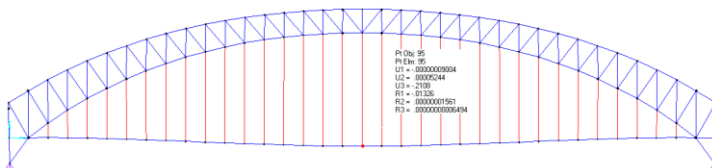
$$0.579 < 1$$

(MEMENUHI)

Jadi, profil box 700 700 25 bisa digunakan untuk elemen kolom portal akhir.

8.3 Kontrol Lendutan Jembatan

Berdasarkan analisa lendutan dengan menggunakan program bantu SAP2000 maka didapatkan lendutan sebesar;



Gambar 8.18. Lendutan yang terjadi.

Lendutan yang terjadi = 21,08 cm

Syarat;

$$21,08 \text{ cm} < \frac{L}{800}$$

$$21,08 \text{ cm} < \frac{18000 \text{ cm}}{800}$$

$$21,08 \text{ cm} < 22,5 \text{ cm}$$

(MEMENUHI)

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB 9

PERENCANAAN DETAIL SAMBUNGAN

Perencanaan detail sambungan pada perencanaan jembatan busur kali ini tidak menghitung keseluruhan detail sambungan per-joint, terbatas pada titik-titik tertentu yang dianggap mewakili keseluruhan detail sambungan, perencanaan detail sambungan tersebut antara lain; sambungan antar gelagar, sambungan busur, sambungan rangka busur, sambungan portal akhir dan sambungan ikatan angin.

9.1 Data Perencanaan

Luas baut yang digunakan pada perencanaan jembatan busur kali ini mengacu pada *specification for structural steel building* AISC 2010 *section J3* hal. 120 – 122.

Tabel 9.1. Luas baut.

TABLE J3.3M Nominal Hole Dimensions, mm				
Bolt Diameter, mm	Hole Dimensions			
	Standard (Dia.)	Oversize (Dia.)	Short-Slot (Width × Length)	Long-Slot (Width × Length)
M16	18	20	18 × 22	18 × 40
M20	22	24	22 × 26	22 × 50
M22	24	28	24 × 30	24 × 55
M24	27 ^[a]	30	27 × 32	27 × 60
M27	30	35	30 × 37	30 × 67
M30	33	38	33 × 40	33 × 75
≥ M36	$d + 3$	$d + 8$	$(d + 3) \times (d + 10)$	$(d + 3) \times 2.5d$
^[a] Clearance provided allows the use of a 1-in. bolt if desirable.				

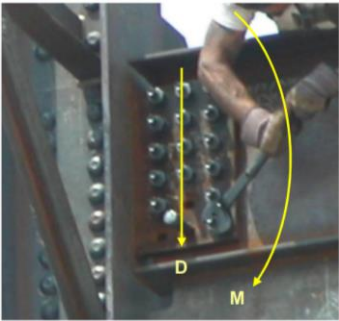
Sumber: AISC 2010

Tabel 9.2. Kuat nominal baut.

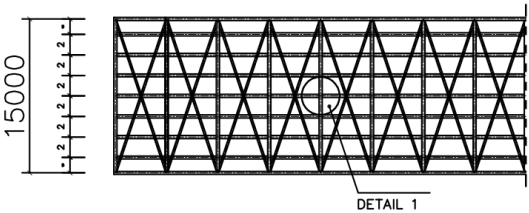
TABLE J3.2 Nominal Strength of Fasteners and Threaded Parts, ksi (MPa)		
Description of Fasteners	Nominal Tensile Strength, F_{nt}, ksi (MPa)^[a]	Nominal Shear Strength in Bearing-Type Connections, F_{nv}, ksi (MPa)^[b]
A307 bolts	45 (310)	27 (188) ^{[c] [d]}
Group A (e.g., A325) bolts, when threads are not excluded from shear planes	90 (620)	54 (372)
Group A (e.g., A325) bolts, when threads are excluded from shear planes	90 (620)	68 (469)
Group B (e.g., A490) bolts, when threads are not excluded from shear planes	113 (780)	68 (469)
Group B (e.g., A490) bolts, when threads are excluded from shear planes	113 (780)	84 (579)

9.2 Sambungan Gelagar

Pada kasus perencanaan sambungan gelagar jembatan, sambungan sering terdapat gaya dalam momen, lintang dan aksial. Sehingga sambungan baut dan pelat harus mampu menahan gaya-gaya dalam tersebut.



Gambar 9.1. Jenis sambungan yang memikul momen dan geser.
Sumber: Modul Thamrin vol. 6 sesi 2.



Gambar 9.2. *Site plan* detail perencanaan sambungan.

9.2.1 Sambungan Gelagar Memanjang

Data perencanaan:

Profil gelagar memanjang = WF 488 300 18 11
Profil gelagar melintang = WF 900 300 28 16
Baut

Tabel 9.3. Baut M30.

Baut	M30	Ø	33	mm ²
		Ab	856	mm ²
		Tb	408	kN
		Fnt	780	MPa
		Fnv	579	MPa

Pelat siku penyambung = L 410 410 10

$$f_y = 290 \text{ MPa}$$

$$f_u = 500 \text{ MPa}$$

Bidang geser (n) = 2

Diambil nilai gaya dalam hasil perhitungan pada BAB VI Perencanaan Struktur Gelagar.

$$M_x = 509,681 \text{ kNm}$$

$$V = 344,343 \text{ kN}$$

$$N = 1198.308 \text{ kN}$$

9.2.1.1 Perhitungan Jumlah Sambungan Baut

Kuat ijin satu baut diambil dari nilai terkecil dari perhitungan kuat nominal baut berikut, berdasarkan AISC 2010, *section J.3*;

Kuat nominal tarik baut

$$R_n = F_{nt} \times Ab$$

$$= 780 \text{ MPa} \times 855,643 \text{ mm}^2 = 667,401 \text{ kN}$$

Kuat nominal geser baut

$$R_n = F_{nv} \times Ab$$

$$= 579 \text{ MPa} \times 855,643 \text{ mm}^2 = 495,417 \text{ kN}$$

Kuat nominal kombinasi tarik dan geser

$$R_n = F'_{nt} \times Ab$$

Dimana;

$$F'_{nt} = 1,3 \times F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nt}} f_{rv}$$

$$= 1,3 \times 780 \text{ MPa} - \frac{780}{0,75 \times 780} \left(\frac{344,343 \text{ kN}}{856} \right) = 477,416 \text{ MPa}$$

maka;

$$R_n = 477,416 \text{ MPa} \times 856 \text{ mm}^2 = 408,498 \text{ kN}$$

Kuat nominal kritis-slip

$$R_n = \mu \times D_u \times h_f \times T_b \times n_s$$

Dimana;

$$\mu = 0,5 \quad (\text{Permukaan kelas B})$$

$$\begin{aligned}
 D_u &= 1,13 \\
 T_b &= 408 \text{ kN} \\
 h_f &= 1 && (\text{tidak ada filler}) \\
 n_s &= 2 && (\text{bidang geser})
 \end{aligned}$$

maka;

$$R_n = 0,5 \times 1,13 \times 1 \times 408 \text{ kN} \times 2 = 461,04 \text{ kN}$$

diambil nilai kuat nominal baut paling kecil

$$R_n = 408,498 \text{ kN}$$

Jumlah baut

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{1198.308 \text{ kN}}{0,75 \times 408,498 \text{ kN}} \\
 &= 3,911 = 4 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Susunan baut

Jarak antar lubang baut

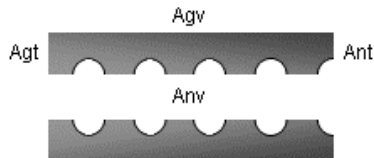
S_{min}	$< S$	$<$	S_{max}
$2.2/3 \text{ db}$	$< S$	$<$	12 tp
$2.2/3 \times 33 \text{ mm}$	$< 90 \text{ mm}$	$<$	$12 \times 10 \text{ mm}$
44 mm	$< 90 \text{ mm}$	$<$	120 mm

Jarak baut dengan tepi

S_{min}	$< S$	$<$	S_{max}
$1,25 \text{ db}$	$< S$	$<$	12 tp
$1,5 \times 30 \text{ mm}$	$< 70 \text{ mm}$	$<$	$12 \times 15 \text{ mm}$
$37,5 \text{ mm}$	$< 70 \text{ mm}$	$<$	180 mm

9.2.1.2 Kontrol Plat

Profil pelat siku = L 410 410 10



Gambar 9.3. Luasan plat terkena geser dan tarik.

Dimana;

$$\begin{aligned}
A_{gt} &= \text{Luasan bruto tertarik (mm}^2\text{)} \\
&= 2 \times 410 \times 10 = 8200 \text{ mm}^2 \\
A_{gv} &= \text{Luasan bruto mengalami geser (mm}^2\text{)} \\
&= 8200 - 3,5 \times 33 \times 10 = 7045 \text{ mm}^2 \\
A_{nv} &= \text{Luasan netto mengalami geser (mm}^2\text{)} \\
&= 2 \times 70 \times 10 = 1400 \text{ mm}^2 \\
A_{nt} &= \text{Luasan netto mengalami tarik (mm}^2\text{)} \\
&= 1400 - 2 \times \frac{1}{2} \times 10 = 1390 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Kuat nominal tarik

Leleh

$$\begin{aligned}
R_n &= F_y \times A_g \\
&= 290 \text{ MPa} \times 4100 \text{ mm}^2 = 1426,8 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Syarat;

$$\begin{aligned}
R_{ult} &< \phi \times R_n \\
1198.308 \text{ kN} &< 0,9 \times 1426,8 \text{ kN} \\
1198.308 \text{ kN} &< 1284,12 \text{ kN}
\end{aligned}$$

(MEMENUHI)

Putus

$$R_n = F_u \times A_e$$

Dimana;

$$\begin{aligned}
A_n &= A_g - n \times db \times tp \\
&= 4100 \text{ mm}^2 - 4 \times 33 \text{ mm} \times 10 \text{ mm} \\
&= 2780 \text{ mm}^2 < 0,85 A_g \text{ (AISC 2010 pers. J4 - 2)} \\
&\text{(MEMENUHI)}
\end{aligned}$$

Shear leg

$$x = \frac{5 \text{ mm}}{2} = 2,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
L &= 4 \times S \\
&= 4 \times 90 = 360 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Koefisien reduksi

$$U = 1 - \frac{x}{L} = 1 - \frac{2,5 \text{ mm}}{360 \text{ mm}} = 0,9931$$

karena $U > 0,9$ maka diambil $U = 1$

$$A_e = A_{net} \times U$$

$$= 2780 \text{ mm}^2 \times 1 = 2780 \text{ mm}^2$$

maka;

$$R_n = 500 \text{ MPa} \times 2780 \text{ mm}^2 = 1668 \text{ kN}$$

Syarat;

$$R_{ult} < \phi \times R_n$$

$$1198.308 \text{ kN} < 0,75 \times 1668 \text{ kN}$$

$$1198.308 \text{ kN} < 1251 \text{ kN}$$

(MEMENUHI)

Kuat nominal geser

Leleh

$$R_n = 0,60 \times F_y \times A_{gv}$$

$$= 0,6 \times 290 \text{ MPa} \times 8200 \text{ mm}^2 = 1426,8 \text{ kN}$$

Syarat;

$$R_{ult} < \phi \times R_n$$

$$1198.308 \text{ kN} < 1 \times 1426,8 \text{ kN}$$

$$1198.308 \text{ kN} < 1426,8 \text{ kN}$$

(MEMENUHI)

Putus

$$R_n = 0,60 \times F_u \times A_{nv}$$

$$= 0,6 \times 500 \text{ MPa} \times 7045 \text{ mm}^2 = 2113,5 \text{ kN}$$

Syarat;

$$R_{ult} < \phi \times R_n$$

$$1198.308 \text{ kN} < 0,75 \times 2113,5 \text{ kN}$$

$$1198.308 \text{ kN} < 1585,125 \text{ kN}$$

(MEMENUHI)

Kuat geser blok

$$R_n = 0,60 \times F_u \times A_{nv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt}$$

$$= 0,60 \times 500 \times 7045 + 1 \times 500 \times 1390 = 2808,5 \text{ kN}$$

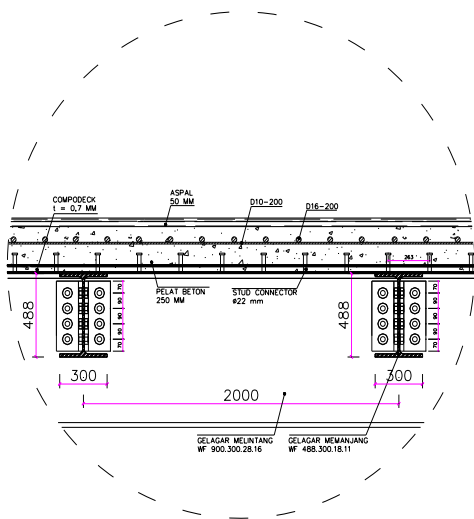
Syarat;

$$R_{ult} < \phi \times R_n$$

$$1198.308 \text{ kN} < 0,75 \times 2808,5 \text{ kN}$$

$$1198.308 \text{ kN} < 2106,375 \text{ kN}$$

(MEMENUHI)



Gambar 9.4. Detail sambungan gelagar memanjang.

9.2.2 Sambungan Gelagar Melintang

Data perencanaan:

Profil gelagar memanjang = WF 488 300 18 11

Profil gelagar melintang = WF 900 300 28 16

Baut

Tabel 9.4. Baut M30.

Baut	M30	Ø	33	mm ²
		Ab	856	mm ²
		Tb	408	kN
		Fnt	780	MPa
		Fnv	579	MPa

Pelat siku penyambung = L 320 320 10

fy = 290 MPa

fu = 500 MPa

Bidang geser (n) = 2

Diambil nilai gaya dalam hasil perhitungan pada BAB VI Perencanaan Struktur Gelagar.

$$M_x = 4716,508 \text{ kNm}$$

$$V = 1524,287 \text{ kN}$$

$$N = -805,249 \text{ kN}$$

9.2.2.1 Perhitungan Jumlah Sambungan Baut

Kuat ijin satu baut diambil dari nilai terkecil dari perhitungan kuat nominal baut berikut, berdasarkan AISC 2010, *section J.3*;

Kuat nominal tarik baut

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nt} \times Ab \\ &= 780 \text{ MPa} \times 855,643 \text{ mm}^2 = 667,401 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat nominal geser baut

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nv} \times Ab \\ &= 579 \text{ MPa} \times 855,643 \text{ mm}^2 = 495,417 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat nominal kombinasi tarik dan geser

$$R_n = F'_{nt} \times Ab$$

Dimana;

$$\begin{aligned} F'_{nt} &= 1,3 \times F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nt}} f_{rv} \\ &= 1,3 \times 780 \text{ MPa} - \frac{780}{0,75 \times 780} \left(\frac{1524,287 \text{ kN}}{856} \right) = 1361,27 \text{ MPa} \end{aligned}$$

maka;

$$R_n = 1361,27 \text{ MPa} \times 856 \text{ mm}^2 = 1164,761 \text{ kN}$$

Kuat nominal kritis-slip

$$R_n = \mu \times D_u \times h_f \times T_b \times n_s$$

Dimana;

$$\mu = 0,5 \quad (\text{Permukaan kelas B})$$

$$D_u = 1,13$$

$$T_b = 408 \text{ kN}$$

$$h_f = 1 \quad (\text{tidak ada filler})$$

$$n_s = 2 \quad (\text{bidang geser})$$

maka;

$$R_n = 0,5 \times 1,13 \times 1 \times 408 \text{ kN} \times 2 = 461,04 \text{ kN}$$

diambil nilai kuat nominal baut paling kecil

$$R_n = 461,04 \text{ kN}$$

Jumlah baut

$$\begin{aligned} n &= \frac{1524,287 \text{ kN}}{0,75 \times 461,04 \text{ kN}} \\ &= 2,329 = 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Susunan baut

Jarak antar lubang baut

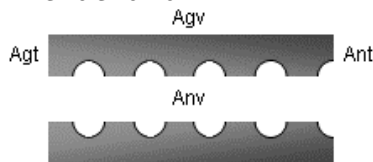
S_{\min}	$< S$	$<$	S_{\max}
$2.2/3 \text{ db}$	$< S$	$<$	12 tp
$2.2/3 \times 33 \text{ mm}$	$< 90 \text{ mm}$	$<$	$12 \times 10 \text{ mm}$
44 mm	$< 90 \text{ mm}$	$<$	120 mm

Jarak baut dengan tepi

S_{\min}	$< S$	$<$	S_{\max}
$1,25 \text{ db}$	$< S$	$<$	12 tp
$1,5 \times 30 \text{ mm}$	$< 70 \text{ mm}$	$<$	$12 \times 15 \text{ mm}$
$37,5 \text{ mm}$	$< 70 \text{ mm}$	$<$	180 mm

9.2.2.2 Kontrol Plat

Profil pelat siku = L 320 320 10



Gambar 9.5. Luasan plat terkena geser dan tarik.

Dimana;

$$\begin{aligned} A_{gt} &= \text{Luasan bruto tertarik (mm}^2\text{)} \\ &= 2 \times 320 \times 10 = 6400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{gv} = \text{Luasan bruto mengalami geser (mm}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned}
 &= 6400 - 2,5 \times 33 \times 10 &= 5575 \text{ mm}^2 \\
 \text{Anv} &= \text{Luasan netto mengalami geser (mm}^2\text{)} \\
 &= 2 \times 70 \times 10 &= 1400 \text{ mm}^2 \\
 \text{Ant} &= \text{Luasan netto mengalami tarik (mm}^2\text{)} \\
 &= 1400 - 2 \times \frac{1}{2} \times 10 &= 1390 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kuat nominal tarik

Leleh

$$\begin{aligned}
 R_n &= F_y \times A_g \\
 &= 290 \text{ MPa} \times 3200 \text{ mm}^2 = 1113,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Syarat;

$$\begin{aligned}
 R_{ult} &< \phi \times R_n \\
 805,249 \text{ kN} &< 0,9 \times 1113,6 \text{ kN} \\
 805,249 \text{ kN} &< 1002,24 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

Putus

$$R_n = F_u \times A_e$$

Dimana;

$$\begin{aligned}
 A_n &= A_g - n \times d_b \times t_p \\
 &= 3200 \text{ mm}^2 - 3 \times 33 \text{ mm} \times 10 \text{ mm} \\
 &= 2210 \text{ mm}^2 < 0,85 A_g \text{ (AISC 2010 pers. J4 - 2)} \\
 &\text{(MEMENUHI)}
 \end{aligned}$$

Shear leg

$$x = \frac{5 \text{ mm}}{2} = 2,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 L &= 4 \times S \\
 &= 4 \times 90 = 360 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Koefisien reduksi

$$U = 1 - \frac{x}{L} = 1 - \frac{2,5 \text{ mm}}{360 \text{ mm}} = 0,9931$$

karena $U > 0,9$ maka diambil $U = 1$

$$\begin{aligned}
 A_e &= A_{net} \times U \\
 &= 2210 \text{ mm}^2 \times 1 = 2210 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

maka;

$$R_n = 500 \text{ MPa} \times 2210 \text{ mm}^2 = 1326 \text{ kN}$$

Syarat;

$$\begin{aligned} R_{ult} &< \phi \times R_n \\ 805,249 \text{ kN} &< 0,75 \times 1326 \text{ kN} \\ 805,249 \text{ kN} &< 994,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

Kuat nominal geser

Leleh

$$\begin{aligned} R_n &= 0,60 \times F_y \times A_{gv} \\ &= 0,6 \times 290 \text{ MPa} \times 6400 \text{ mm}^2 = 1113,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat;

$$\begin{aligned} R_{ult} &< \phi \times R_n \\ 805,249 \text{ kN} &< 1 \times 1113,6 \text{ kN} \\ 805,249 \text{ kN} &< 1113,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

Putus

$$\begin{aligned} R_n &= 0,60 \times F_u \times A_{nv} \\ &= 0,6 \times 500 \text{ MPa} \times 5575 \text{ mm}^2 = 1672,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat;

$$\begin{aligned} R_{ult} &< \phi \times R_n \\ 805,249 \text{ kN} &< 0,75 \times 1672,5 \text{ kN} \\ 805,249 \text{ kN} &< 1254,375 \text{ kN} \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

Kuat geser blok

$$\begin{aligned} R_n &= 0,60 \times F_u \times A_{nv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \\ &= 0,60 \times 500 \times 5575 + 1 \times 500 \times 1390 = 2367,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

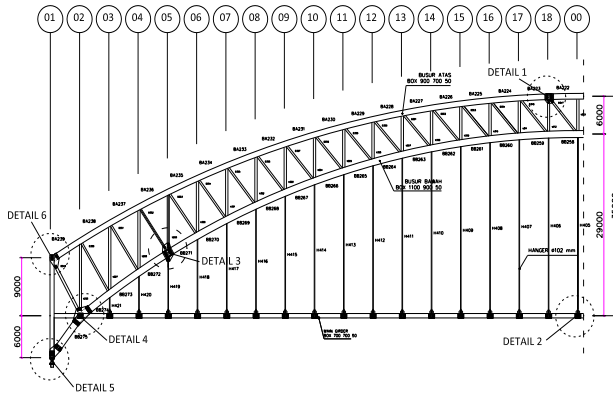
Syarat;

$$\begin{aligned} R_{ult} &< \phi \times R_n \\ 805,249 \text{ kN} &< 0,75 \times 2367,5 \text{ kN} \\ 805,249 \text{ kN} &< 1775,625 \text{ kN} \end{aligned}$$

(MEMENUHI)

Jadi sambungan baut rencana bisa digunakan.

9.3 Sambungan Busur



9.3.1 Sambungan Busur Atas

Profil busur atas (*top chord*) = 900 700 60

Baut

Tabel 9.5. Baut M30.

Baut	M30	Ø	33	mm ²
		Ab	856	mm ²
		Tb	408	kN
		Fnt	780	MPa
		Fnv	579	MPa

Pelat penyambung

$$t = 20 \text{ mm}$$

$$f_u = 550 \text{ MPa}$$

Bidang geser (n) = 2

Desain sambungan busur atas diambil sampel pada detail 1 gambar rencana sambungan, yang mewakili keseluruhan busur, dengan nilai gaya dalam yang diambil dari SAP2000.

$$M_x = 826,446 \text{ kNm}$$

$$M_y = 207,157 \text{ kNm}$$

$$V = 114,359 \text{ kN}$$

$$N = -25492,824 \text{ kN}$$

9.3.1.1 Perhitungan Jumlah Sambungan Baut

Kuat ijin satu baut diambil dari nilai terkecil dari perhitungan kuat nominal baut berikut, berdasarkan AISC 2010, *section J.3*;

Kuat nominal tarik baut

$$R_n = F_{nt} \times Ab$$

$$= 780 \text{ MPa} \times 855,643 \text{ mm}^2 = 667,401 \text{ kN}$$

Kuat nominal geser baut

$$R_n = F_{nv} \times Ab$$

$$= 579 \text{ MPa} \times 855,643 \text{ mm}^2 = 495,417 \text{ kN}$$

Kuat nominal kombinasi tarik dan geser

$$R_n = F'_{nt} \times Ab$$

Dimana;

$$\begin{aligned} F'_{nt} &= 1,3 \times F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nt}} f_{rv} \\ &= 1,3 \times 780 \text{ MPa} - \frac{780}{0,75 \times 780} \left(\frac{114,359 \text{ kN}}{856} \right) = 835,796 \text{ MPa} \end{aligned}$$

maka;

$$R_n = 835,796 \text{ MPa} \times 856 \text{ mm}^2 = 715,143 \text{ kN}$$

Kuat nominal kritis-slip

$$R_n = \mu \times D_u \times h_f \times T_b \times n_s$$

Dimana;

$$\mu = 0,5 \quad (\text{Permukaan kelas B})$$

$$D_u = 1,13$$

$$T_b = 408 \text{ kN}$$

$$h_f = 1 \quad (\text{tidak ada filler})$$

$$n_s = 2 \quad (\text{bidang geser})$$

maka;

$$R_n = 0,5 \times 1,13 \times 1 \times 408 \text{ kN} \times 2 = 461,04 \text{ kN}$$

diambil nilai kuat nominal baut paling kecil

$$R_n = 461,04 \text{ kN}$$

Jumlah baut

Beban yang bekerja searah x (R_x)

$$\frac{M_x}{H} = \frac{826,446 \text{ kNm}}{0,9} = 918,273 \text{ kN}$$

$$\frac{M_y}{B} = \frac{207,157 \text{ kNm}}{0,7} = 295,938 \text{ kN}$$

$$R_x \text{ tot} = 918,273 \text{ kN} + 295,938 \text{ kN} + 25492,824 \text{ kN} = 26707,036 \text{ kN}$$

Pada web

$$R_{web} = \frac{H}{H+B} \times \frac{1}{2} \times R_x$$

$$= \frac{0,9}{0,9+0,7} \times \frac{1}{2} \times 26707,036 \text{ kN} = 7511,354 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{7511,354 \text{ kN}}{0,75 \times 461,04 \text{ kN}} \\ &= 21,723 = 22 \text{ buah} \end{aligned}$$

Pada flens

$$\begin{aligned} R_{web} &= \frac{B}{H+B} \times \frac{1}{2} \times R_x \\ &= \frac{0,7}{0,9+0,7} \times \frac{1}{2} \times 26707,036 \text{ kN} = 5842,164 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{5842,164 \text{ kN}}{0,75 \times 461,04 \text{ kN}} \\ &= 16.896 = 17 \text{ buah} \end{aligned}$$

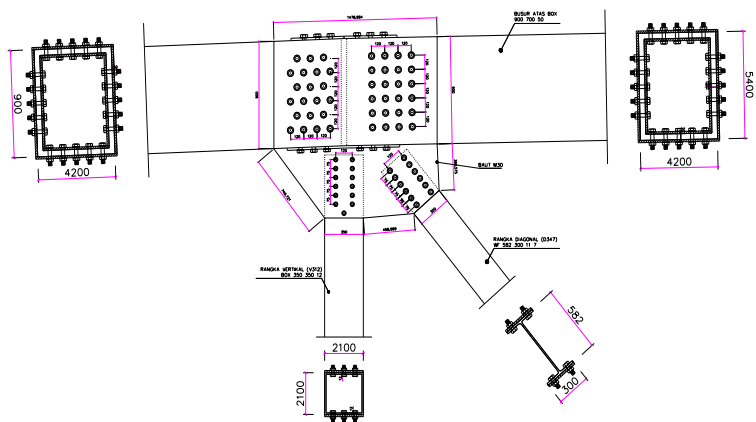
Susunan baut

Jarak antar lubang baut

Smin	< S	<	Smax
2.2/3 db	< S	<	12 tp
2.2/3 × 33 mm	< 90 mm	<	12 × 10 mm
44 mm	< 100 mm	<	120 mm

Jarak baut dengan tepi

Smin	< S	<	Smax
1,25 db	< S	<	12 tp
1,5 × 30 mm	< 70 mm	<	12 × 15 mm
37,5 mm	< 100 mm	<	180 mm



Gambar 9.8. Detail sambungan busur atas (Detail 1).

9.3.1.2 Rekapitulasi Jumlah Baut Busur Atas

Tabel 9.6. Rekapitulasi jumlah baut busur atas.

Frame	Ukuran Baut	N (kN)	V (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Rn (kN)	Rx (kN)	n <i>web</i>	n <i>flens</i>
BA 222	M30	-24348	44.137	869.1248	- 209.0314	461.04	25612.309	21	17
BA 223	M30	-24366.2	-27.057	289.6064	- 207.1567	461.04	24983.965	21	16
BA 224	M30	-23831.9	6.205	220.9848	129.8119	461.04	24262.911	20	16
BA 225	M30	-22950.4	5.503	113.5733	103.231	461.04	23224.068	19	15
BA 226	M30	-21743.5	2.433	11.9421	-94.4754	461.04	21891.781	18	14
BA 227	M30	-20406.3	-0.023	-87.6656	-87.2693	461.04	20628.348	17	14
BA 228	M30	-19237.7	0.125	-182.097	-80.0688	461.04	19554.397	16	13
BA 229	M30	-17806.9	0.102	-263.7769	-72.1357	461.04	18203.014	15	12
BA 230	M30	-16143.7	0.05	-342.5866	-63.7554	461.04	16615.415	14	11
BA 231	M30	-14295.6	-0.075	-427.8908	-54.702	461.04	14849.201	13	10
BA 232	M30	-12321	-0.284	-513.7944	36.7471	461.04	12944.349	11	9
BA 233	M30	-10285.2	-0.735	-517.1947	28.0944	461.04	10899.963	9	7
BA 234	M30	-8247.18	-0.922	-526.0002	20.2282	461.04	8860.5211	8	6
BA 235	M30	-6297.24	0.374	-612.4817	-21.6888	461.04	7008.7542	6	5
BA 236	M30	-4842.35	-1.242	-612.4804	11.6899	461.04	5539.5826	5	4
BA 237	M30	-3686.44	-2.843	-830.1167	15.53	461.04	4630.9776	4	3
BA 238	M30	-2732.81	-0.161	-2500.072	13.9143	461.04	5530.5429	5	4
BA 239	M30	-2169.1	-97.685	-2500.076	-748.462	461.04	6016.1964	5	4

9.3.2 Sambungan Busur Bawah

Data perencanaan:

Profil busur bawah (*bottom chord*) = 1100 900 60

Baut

Tabel 9.7. Baut M30.

Baut	M30	Ø	33	mm ²
		Ab	856	mm ²
		Tb	408	kN
		Fnt	780	MPa
		Fnv	579	MPa

Pelat penyambung

$$t = 20 \text{ mm}$$

$$f_u = 550 \text{ MPa}$$

Bidang geser (n) = 2

Desain sambungan busur bawah diambil sampel pada detail 3 gambar rencana sambungan, yang mewakili keseluruhan busur, dengan nilai gaya dalam yang diambil dari SAP2000.

$$M_x = -1432,684 \text{ kNm}$$

$$M_y = -5115,753 \text{ kNm}$$

$$V = -758,034 \text{ kN}$$

$$N = -37402,397 \text{ kN}$$

9.3.2.1 Perhitungan Jumlah Sambungan Baut

Kuat ijin satu baut diambil dari nilai terkecil dari perhitungan kuat nominal baut berikut, berdasarkan AISC 2010, *section J.3*;

Kuat nominal tarik baut

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nt} \times Ab \\ &= 780 \text{ MPa} \times 855,643 \text{ mm}^2 = 667,401 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat nominal geser baut

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nv} \times Ab \\ &= 579 \text{ MPa} \times 855,643 \text{ mm}^2 = 495,417 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat nominal kombinasi tarik dan geser

$$R_n = F'_{nt} \times Ab$$

Dimana;

$$\begin{aligned}
 F'_{nt} &= 1,3 \times F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nt}} f_{rv} \\
 &= 1,3 \times 780 \text{ MPa} - \frac{780}{0,75 \times 780} \left(\frac{758,034 \text{ kN}}{856} \right) = 777,754 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

maka;

$$R_n = 777,754 \text{ MPa} \times 856 \text{ mm}^2 = 665,479 \text{ kN}$$

Kuat nominal kritis-slip

$$R_n = \mu \times D_u \times h_f \times T_b \times n_s$$

Dimana;

$$\mu = 0,5 \quad (\text{Permukaan kelas B})$$

$$D_u = 1,13$$

$$T_b = 408 \text{ kN}$$

$$h_f = 1 \quad (\text{tidak ada filler})$$

$$n_s = 2 \quad (\text{bidang geser})$$

maka;

$$R_n = 0,5 \times 1,13 \times 1 \times 408 \text{ kN} \times 2 = 461,04 \text{ kN}$$

diambil nilai kuat nominal baut paling kecil

$$R_n = 461,04 \text{ kN}$$

Jumlah baut

Beban yang bekerja searah x (Rx)

$$\frac{M_x}{H} = \frac{1432,6838 \text{ kNm}}{1,1} = 1302,440 \text{ kN}$$

$$\frac{M_y}{B} = \frac{5115,7533 \text{ kNm}}{0,9} = 5684,170 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 R_x \text{ tot} &= 1302,440 \text{ kN} + 5684,170 \text{ kN} + 37402,397 \text{ kN} \\
 &= 44389,007 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pada web

$$\begin{aligned}
 R_{web} &= \frac{H}{H+B} \times \frac{1}{2} \times R_x \\
 &= \frac{1,1}{1,1+0,9} \times \frac{1}{2} \times 44389,007 \text{ kN} = 12206,977 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{12206,977 \text{ kN}}{0,75 \times 461,04 \text{ kN}} \\
 &= 35,303 = 36 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Pada *flens*

$$\begin{aligned} R_{web} &= \frac{B}{H+B} \times \frac{1}{2} \times R_x \\ &= \frac{0,9}{1,1+0,9} \times \frac{1}{2} \times 44389,007 \text{ kN} = 9987,527 \text{ kN} \\ n &= \frac{9987,527 \text{ kN}}{0,75 \times 461,04 \text{ kN}} \\ &= 28,884 = 29 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$= \frac{0,9}{1,1+0,9} \times \frac{1}{2} \times 44389,007 \text{ kN} = 9987,527 \text{ kN}$$

$$n = \frac{9987,527 \text{ kN}}{0,75 \times 461,04 \text{ kN}} = 28,884 = 29 \text{ buah}$$

$$= 28,884 = 29 \text{ buah}$$

Susunan baut

Jarak antar lubang baut

Smin	< S	< Smax
2.2/3 db	< S	< 12 tp
2.2/3 × 33 mm	< 90 mm	< 12 × 10 mm
44 mm	< 100 mm	< 120 mm

$$2.2/3 \text{ db} < S < 12 \text{ tp}$$

$$2.2/3 \times 33 \text{ mm} < 90 \text{ mm} < 12 \times 10 \text{ mm}$$

44 mm < 100 mm < 120 mm

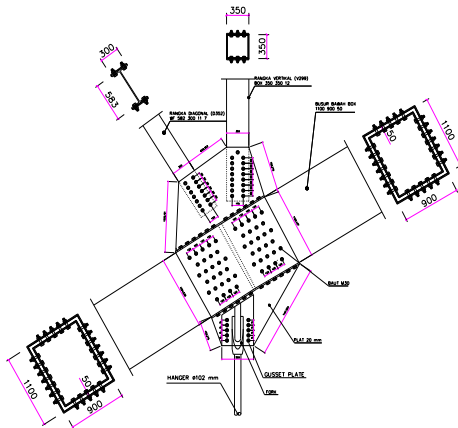
Jarak baut dengan tepi

$$S_{\min} \leq S \leq S_{\max}$$

1,25 db < S < 12 tp

$$1,5 \times 30 \text{ mm} < 70 \text{ mm} < 12 \times 15 \text{ mm}$$

37,5 mm < 100 mm < 180 mm



Gambar 9.9. Detail sambungan busur bawah (Detail 3).

9.3.2.2 Rekapitulasi Jumlah Baut Busur Bawah

Tabel 9.8. Rekapitulasi jumlah baut busur bawah.

Frame	Ukur an Baut	N (kN)	V (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Ru (kN)	Rx (kN)	n we b	n fle ns
BB 258	M30	-11975.8	55.616	1965.7281	-591.3149	461.04	14419.819	12	10
BB 259	M30	-12855.1	-45.097	1737.2245	-595.4083	461.04	15095.932	13	10
BB 260	M30	-13841.4	4.486	1554.568	-392.0203	461.04	15690.208	13	11
BB 261	M30	-15444.6	7.481	1428.2167	-391.9804	461.04	17178.526	14	12
BB 262	M30	-17497.5	-6.143	1279.2011	-399.037	461.04	19103.831	16	13
BB 263	M30	-19632.3	-9.028	1112.4556	-380.7362	461.04	21066.681	17	14
BB 264	M30	-21797.8	-10.557	928.0804	-349.3159	461.04	23029.678	19	15
BB 265	M30	-23950.7	-11.489	742.1632	-311.3949	461.04	24971.408	20	17
BB 266	M30	-26220.8	-12.095	559.4802	-270.6619	461.04	27030.162	22	18
BB 267	M30	-28633.8	-13.018	-811.0895	-235.5809	461.04	29632.862	24	20
BB 268	M30	-30936.1	-13.384	-960.8163	-229.2825	461.04	32064.357	26	21
BB 269	M30	-33097.7	-7.406	-1124.652	-239.6322	461.04	34386.4	28	23
BB 270	M30	-35117.7	72.634	-1271.688	-542.3512	461.04	36876.358	30	24
BB 271	M30	-37402.4	794.636	-1432.684	-5115.753	461.04	44389.007	36	29
BB 272	M30	-40402.7	-563.894	-1980.164	-5171.179	461.04	47948.553	39	32
BB 273	M30	-42193.4	-583.498	-2016.958	1870.2052	461.04	46105.011	37	31
BB 274	M30	-43443.3	-594.053	-5928.77	5304.2736	461.04	54726.687	44	36
BB 275	M30	-42335.2	-583.892	-6731.954	523.7265	461.04	49037.039	39	32

9.3.3 Sambungan Main Girder dengan Busur

Data perencanaan:

Profil busur bawah (*bottom chord*) = 1100 900 60

Profil *main girder* = 700 700 50

Baut

Tabel 9.9. Baut M30.

Baut	M30	Ø	33	mm ²
		Ab	856	mm ²
		Tb	408	kN
		Fnt	780	MPa
		Fnv	579	MPa

Pelat penyambung

$$t = 20 \text{ mm}$$

$$f_u = 550 \text{ MPa}$$

Bidang geser (n) = 2

Desain sambungan main girder dengan busur bawah diambil sampel pada detail 4 gambar rencana sambungan, yang mewakili keseluruhan busur, dengan nilai gaya dalam yang diambil dari SAP2000.

$$N = 8924.178 \text{ kN}$$

9.3.3.1 Perhitungan Jumlah Sambungan Baut

Kuat ijin satu baut diambil dari nilai terkecil dari perhitungan kuat nominal baut berikut, berdasarkan AISC 2010, *section J.3*;

Kuat nominal tarik baut

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nt} \times Ab \\ &= 780 \text{ MPa} \times 855,643 \text{ mm}^2 = 667,401 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat nominal geser baut

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nv} \times Ab \\ &= 579 \text{ MPa} \times 855,643 \text{ mm}^2 = 495,417 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat nominal kombinasi tarik dan geser

$$R_n = F'_{nt} \times Ab$$

Dimana;

$$F'_{nt} = 1,3 \times F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nt}} f_{rv}$$

$$= 1,3 \times 780 \text{ MPa} - \frac{780}{0,75 \times 780} \left(\frac{139,279 \text{ kN}}{856} \right) = 796,964 \text{ MPa}$$

maka;

$$R_n = 796,964 \text{ MPa} \times 856 \text{ mm}^2 = 681,917 \text{ kN}$$

Kuat nominal kritis-slip

$$R_n = \mu \times D_u \times h_f \times T_b \times n_s$$

Dimana;

$$\mu = 0,5 \quad (\text{Permukaan kelas B})$$

$$D_u = 1,13$$

$$T_b = 408 \text{ kN}$$

$$h_f = 1 \quad (\text{tidak ada filler})$$

$$n_s = 2 \quad (\text{bidang geser})$$

maka;

$$R_n = 0,5 \times 1,13 \times 1 \times 408 \text{ kN} \times 2 = 461,04 \text{ kN}$$

diambil nilai kuat nominal baut paling kecil

$$R_n = 461,04 \text{ kN}$$

Jumlah baut

$$n = \frac{8924,178 \text{ kN}}{0,75 \times 461,04 \text{ kN}} = 25,809 = 26 \text{ buah}$$

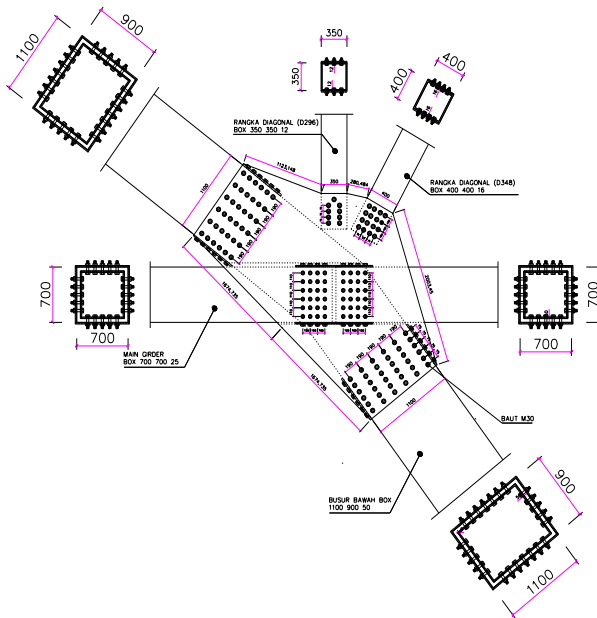
Susunan baut

Jarak antar lubang baut

S_{min}	$< S$	$<$	S_{max}
2.2/3 db	$< S$	$<$	12 tp
$2.2/3 \times 33 \text{ mm}$	$< 90 \text{ mm}$	$<$	$12 \times 10 \text{ mm}$
44 mm	$< 100 \text{ mm}$	$<$	120 mm

Jarak baut dengan tepi

S_{min}	$< S$	$<$	S_{max}
1,25 db	$< S$	$<$	12 tp
$1,5 \times 30 \text{ mm}$	$< 70 \text{ mm}$	$<$	$12 \times 15 \text{ mm}$
37,5 mm	$< 100 \text{ mm}$	$<$	180 mm



Gambar 9.10. Detail sambungan *main girder* (Detail 4).

9.4 Sambungan Rangka Busur

9.4.1 Sambungan Rangka Busur Vertikal

Data perencanaan:

Profil rangka busur vertikal = box 350 350 12

Baut

Tabel 9.10. Baut M30.

Baut	M30	Ø	33	mm ²
		Ab	856	mm ²
		Tb	408	kN
		Fnt	780	MPa
		Fnv	579	MPa

Pelat penyambung

$$t = 20 \text{ mm}$$

$$f_u = 550 \text{ MPa}$$

$$\text{Bidang geser } (n) = 1$$

Pada perencanaan sambungan busur rangka vertikal diambil sampel Detail 3, dengan nilai gaya dalam yang diambil dari output SAP2000.

$$N = -3213.507 \text{ kN}$$

9.4.1.1 Perhitungan Jumlah Sambungan Baut

Kuat ijin satu baut diambil dari nilai terkecil dari perhitungan kuat nominal baut berikut, berdasarkan AISC 2010, *section J.3*;

Kuat nominal tarik baut

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nt} \times Ab \\ &= 780 \text{ MPa} \times 855,643 \text{ mm}^2 = 667,401 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat nominal geser baut

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nv} \times Ab \\ &= 579 \text{ MPa} \times 855,643 \text{ mm}^2 = 495,417 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat nominal kombinasi tarik dan geser

$$R_n = F'_{nt} \times Ab$$

Dimana;

$$\begin{aligned} F'_{nt} &= 1,3 \times F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nt}} f_{rv} \\ &= 1,3 \times 780 \text{ MPa} - \frac{780}{0,75 \times 780} \left(\frac{3213.507 \text{ kN}}{856} \right) = 3993,552 \text{ MPa} \end{aligned}$$

maka;

$$R_n = 3993,552 \text{ MPa} \times 856 \text{ mm}^2 = 3417,054 \text{ kN}$$

Kuat nominal kritis-slip

$$R_n = \mu \times D_u \times h_f \times T_b \times n_s$$

Dimana;

$$\mu = 0,5 \quad (\text{Permukaan kelas B})$$

$$D_u = 1,13$$

$$\begin{aligned}
 T_b &= 408 \text{ kN} \\
 h_f &= 1 && (\text{tidak ada } filler) \\
 n_s &= 1 && (\text{bidang geser})
 \end{aligned}$$

maka;

$$R_n = 0,5 \times 1,13 \times 1 \times 408 \text{ kN} \times 1 = 230,52 \text{ kN}$$

diambil nilai kuat nominal baut paling kecil

$$R_n = 230,52 \text{ kN}$$

Jumlah baut

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{3213.507 \text{ kN}}{0,75 \times 230,52 \text{ kN}} \\
 &= 18,587 = 19 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

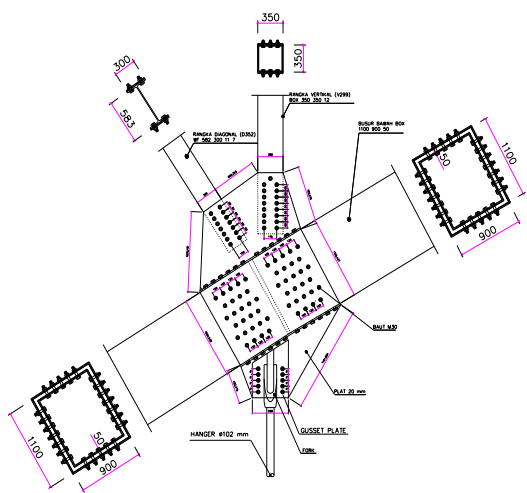
Susunan baut

Jarak antar lubang baut

S_{min}	$< S$	$<$	S_{max}
$2.2/3 \text{ db}$	$< S$	$<$	12 tp
$2.2/3 \times 33 \text{ mm}$	$< 90 \text{ mm}$	$<$	$12 \times 10 \text{ mm}$
44 mm	$< 100 \text{ mm}$	$<$	120 mm

Jarak baut dengan tepi

S_{min}	$< S$	$<$	S_{max}
$1,25 \text{ db}$	$< S$	$<$	12 tp
$1,5 \times 30 \text{ mm}$	$< 70 \text{ mm}$	$<$	$12 \times 15 \text{ mm}$
$37,5 \text{ mm}$	$< 100 \text{ mm}$	$<$	180 mm



Gambar 9.11. Detail sambungan rangka vertikal (Detail 3).

9.4.1.2 Rekapitulasi Jumlah Baut Busur Rangka Vertikal

Tabel 9.11. Rekapitulasi jumlah baut rangka busur vertikal.

Frame	Ukuran Baut	Nu (kN)	Rn (kN)	Jumlah Baut (n)
V 296	M30	-1543.45	230.52	9
V 297	M30	-2250.18	230.52	14
V 298	M30	-2794.26	230.52	17
V 299	M30	-3213.51	230.52	19
V 300	M30	-3409.94	230.52	20
V 301	M30	-3520.6	230.52	21
V 302	M30	-3511.32	230.52	21
V 303	M30	-3404.67	230.52	20
V 304	M30	-3218.68	230.52	19

V 305	M30	-2962.42	230.52	18
V 306	M30	-2642.95	230.52	16
V 307	M30	-2270.05	230.52	14
V 308	M30	-1847.41	230.52	11
V 309	M30	-1505.67	230.52	9
V 310	M30	-1158.41	230.52	7
V 311	M30	-749.997	230.52	5
V 312	M30	794.429	230.52	5
V 313	M30	736.963	230.52	5

9.4.2 Sambungan Rangka Busur Diagonal

Data perencanaan:

Profil rangka busur diagonal = WF 582 300 17 12

Baut

Tabel 9.12. Baut M30.

Baut	M30	Ø	33	mm ²
		Ab	856	mm ²
		Tb	408	kN
		Fnt	780	MPa
		Fnv	579	MPa

Pelat penyambung

t = 20 mm

fu = 550 MPa

Bidang geser (n) = 1

Pada perencanaan sambungan busur rangka diagonal diambil sampel Detail 1, dengan nilai gaya dalam yang diambil dari output SAP2000.

N = 1586,446 kN

9.4.2.1 Perhitungan Jumlah Sambungan Baut

Kuat ijin satu baut diambil dari nilai terkecil dari perhitungan kuat nominal baut berikut, berdasarkan AISC 2010, *section J.3*;

Kuat nominal tarik baut

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nt} \times Ab \\ &= 780 \text{ MPa} \times 855,643 \text{ mm}^2 = 667,401 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat nominal geser baut

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nv} \times Ab \\ &= 579 \text{ MPa} \times 855,643 \text{ mm}^2 = 495,417 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat nominal kombinasi tarik dan geser

$$R_n = F'_{nt} \times Ab$$

Dimana;

$$\begin{aligned} F'_{nt} &= 1,3 \times F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nt}} f_{rv} \\ &= 1,3 \times 780 \text{ MPa} - \frac{780}{0,75 \times 780} \left(\frac{1586,446 \text{ kN}}{856} \right) = 3397,223 \text{ MPa} \end{aligned}$$

maka;

$$R_n = 3397,223 \text{ MPa} \times 856 \text{ mm}^2 = 2906,810 \text{ kN}$$

Kuat nominal kritis-slip

$$R_n = \mu \times D_u \times h_f \times T_b \times n_s$$

Dimana;

$$\mu = 0,5 \quad (\text{Permukaan kelas B})$$

$$D_u = 1,13$$

$$T_b = 408 \text{ kN}$$

$$h_f = 1 \quad (\text{tidak ada filler})$$

$$n_s = 1 \quad (\text{bidang geser})$$

maka;

$$R_n = 0,5 \times 1,13 \times 1 \times 408 \text{ kN} \times 1 = 230,52 \text{ kN}$$

diambil nilai kuat nominal baut paling kecil

$$R_n = 230,52 \text{ kN}$$

Jumlah baut

n = $\frac{1586,446 \text{ kN}}{0,75 \times 230,52 \text{ kN}}$
= 15,404 = 16 buah

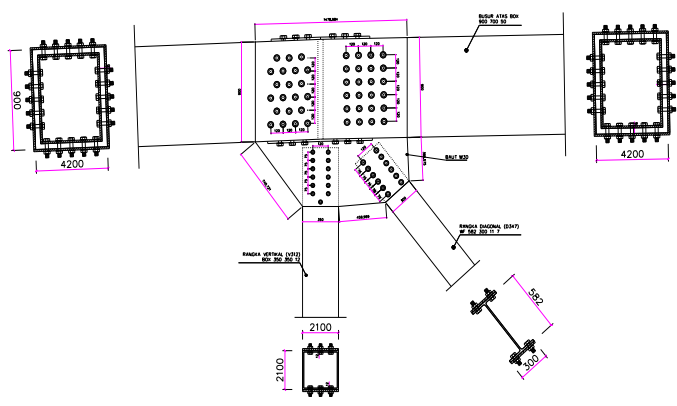
Susunan baut

Jarak antar lubang baut

Smin	< S	<	Smax
2.2/3 db	< S	<	12 tp
2.2/3 × 33 mm	< 90 mm	<	12 × 10 mm
44 mm	< 100 mm	<	120 mm

Jarak baut dengan tepi

Smin	< S	<	Smax
1,25 db	< S	<	12 tp
1,5 × 30 mm	< 70 mm	<	12 × 15 mm
37,5 mm	< 100 mm	<	180 mm



Gambar 9.12. Detail sambungan rangka diagonal (Detail 1).

9.4.2.2 Rekapitulasi Jumlah Baut Busur Rangka Diagonal

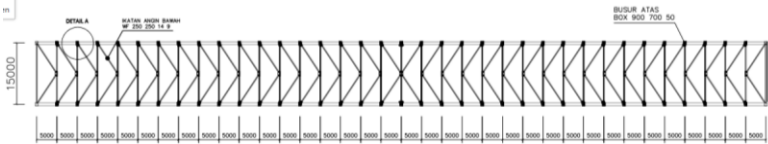
Tabel 9.13. Rekapitulasi jumlah baut rangka diagonal.

Frame

	Ukuran Baut	Nu (kN)	Rn (kN)	Jumlah Baut (n)
D 347	M30	2202.83	230.52	13
D 348	M30	2663.14	230.52	16
D 349	M30	-5269.71	230.52	31
D 350	M30	-5394.38	230.52	32
D 351	M30	1818.97	230.52	11
D 352	M30	2398.86	230.52	14
D 353	M30	2835.87	230.52	17
D 354	M30	3195.19	230.52	19
D 355	M30	3627.58	230.52	21
D 356	M30	3989.78	230.52	24
D 357	M30	4228.28	230.52	25
D 358	M30	4336.88	230.52	26
D 359	M30	4284.24	230.52	25
D 360	M30	4082.56	230.52	24
D 361	M30	3823.7	230.52	23
D 362	M30	3550.89	230.52	21
D 363	M30	3324.14	230.52	20
D 364	M30	3207.03	230.52	19

9.5 Sambungan Ikatan Angin

9.5.1 Ikatan Angin Atas



Gambar 9.13. Detail rencana sambungan ikatan angin atas 1.

Data perencanaan:

Profil ikatan angin atas 1 = WF 250 250 14 9

Baut

Tabel 9.14. Baut M27.

Baut	M27	\varnothing	30	mm ²
		Ab	707	mm ²
		Tb	334	kN
		Fnt	780	MPa
		Fnv	579	MPa

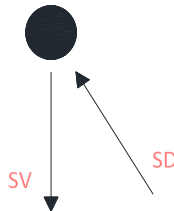
Pelat penyambung

$$t = 20 \text{ mm}$$

$$f_u = 550 \text{ MPa}$$

Bidang geser (n) = 1

Pada perencanaan sambungan busur rangka diagonal diambil sampel Detail A, dengan nilai gaya dalam yang diambil dari output SAP2000.

**Gambar 9.14.** Titik simpul detail 7.

$$N_{SD} = -526,565 \text{ kN}$$

$$N_{SV} = 1586,446 \text{ kN}$$

9.5.1.1 Perhitungan Jumlah Sambungan Baut

Kuat ijin satu baut diambil dari nilai terkecil dari perhitungan kuat nominal baut berikut, berdasarkan AISC 2010, *section J.3*;

Kuat nominal tarik baut

$$R_n = F_{nt} \times Ab$$

$$= 780 \text{ MPa} \times 707,143 \text{ mm}^2 = 551,571 \text{ kN}$$

Kuat nominal geser baut

$$\begin{aligned}
 R_n &= F_{nv} \times Ab \\
 &= 579 \text{ MPa} \times 707,143 \text{ mm}^2 = 409,436 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kuat nominal kombinasi tarik dan geser

$$R_n = F'_{nt} \times Ab$$

Dimana;

$$\begin{aligned}
 F'_{nt} &= 1,3 \times F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nt}} f_{rv} \\
 &= 1,3 \times 780 \text{ MPa} - \frac{780}{0,75 \times 780} \left(\frac{1586,446 \text{ kN}}{856} \right) = 1977,279 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

maka;

$$R_n = 1977,279 \text{ MPa} \times 707,143 \text{ mm}^2 = 1398,218 \text{ kN}$$

Kuat nominal kritis-slip

$$R_n = \mu \times D_u \times h_f \times T_b \times n_s$$

Dimana;

$$\begin{aligned}
 \mu &= 0,5 && \text{(Permukaan kelas B)} \\
 D_u &= 1,13 \\
 T_b &= 408 \text{ kN} \\
 h_f &= 1 && \text{(tidak ada filler)} \\
 n_s &= 1 && \text{(bidang geser)}
 \end{aligned}$$

maka;

$$R_n = 0,5 \times 1,13 \times 1 \times 408 \text{ kN} \times 1 = 230,52 \text{ kN}$$

diambil nilai kuat nominal baut paling kecil

$$R_n = 230,52 \text{ kN}$$

Jumlah baut

Jumlah baut ikatan angin diagonal (SD)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{526,565 \text{ kN}}{0,75 \times 230,52 \text{ kN}} \\
 &= 3,046 = 4 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Jumlah baut ikatan angin vertikal (SV)

$$n = \frac{1586,446 \text{ kN}}{0,75 \times 230,52 \text{ kN}}$$

$= 9,176 = 10 \text{ buah}$

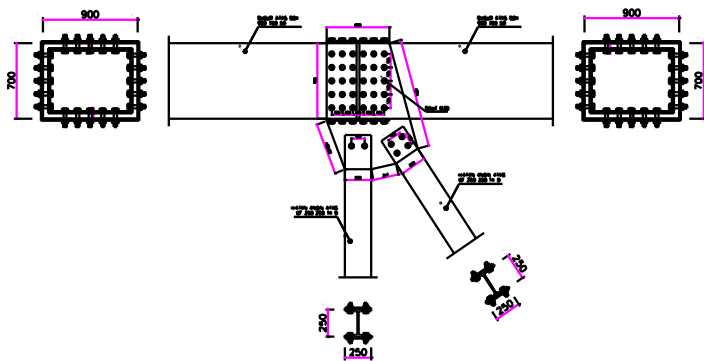
Susunan baut

Jarak antar lubang baut

S_{min}	$< S$	$<$	S_{max}
$2.2/3 \text{ db}$	$< S$	$<$	12 tp
$2.2/3 \times 33 \text{ mm}$	$< 90 \text{ mm}$	$<$	$12 \times 10 \text{ mm}$
44 mm	$< 100 \text{ mm}$	$<$	120 mm

Jarak baut dengan tepi

S_{min}	$< S$	$<$	S_{max}
$1,25 \text{ db}$	$< S$	$<$	12 tp
$1,5 \times 30 \text{ mm}$	$< 70 \text{ mm}$	$<$	$12 \times 15 \text{ mm}$
$37,5 \text{ mm}$	$< 100 \text{ mm}$	$<$	180 mm



Gambar 9.15. Detail sambungan ikatan angin atas (Detail A).

9.5.2 Ikatan Angin Bawah

Data perencanaan:

Profil ikatan angin atas 1 = WF 250 250 14 9

Baut

Tabel 9.15. Baut M27.

Baut	M27	\varnothing	30	mm^2
		Ab	707	mm^2

Tb	334	kN
Fnt	780	MPa
Fnv	579	MPa

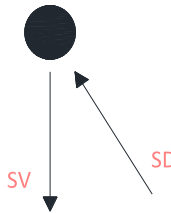
Pelat penyambung

$$t = 20 \text{ mm}$$

$$f_u = 550 \text{ MPa}$$

Bidang geser (n) = 1

Pada perencanaan sambungan busur rangka diagonal diambil sampel Detail 8, dengan nilai gaya dalam yang diambil dari output SAP2000.



Gambar 9.16. Titik simpul detail 8.

$$N_{SD} = -506,994 \text{ kN}$$

$$N_{SV} = -487,908 \text{ kN}$$

9.5.2.1 Perhitungan Jumlah Sambungan Baut

Kuat ijin satu baut diambil dari nilai terkecil dari perhitungan kuat nominal baut berikut, berdasarkan AISC 2010, *section J.3*;

Kuat nominal tarik baut

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nt} \times Ab \\ &= 780 \text{ MPa} \times 707,143 \text{ mm}^2 = 551,571 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat nominal geser baut

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nv} \times Ab \\ &= 579 \text{ MPa} \times 707,143 \text{ mm}^2 = 409,436 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat nominal kombinasi tarik dan geser

$$R_n = F'_{nt} \times Ab$$

Dimana;

$$\begin{aligned} F'_{nt} &= 1,3 \times F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nt}} f_{rv} \\ &= 1,3 \times 780 \text{ MPa} - \frac{780}{0,75 \times 780} \left(\frac{506,994 \text{ kN}}{856} \right) = 775,013 \text{ MPa} \end{aligned}$$

maka;

$$R_n = 775,013 \text{ MPa} \times 707,143 \text{ mm}^2 = 548,045 \text{ kN}$$

Kuat nominal kritis-slip

$$R_n = \mu \times D_u \times h_f \times T_b \times n_s$$

Dimana;

$$\mu = 0,5 \quad (\text{Permukaan kelas B})$$

$$D_u = 1,13$$

$$T_b = 408 \text{ kN}$$

$$h_f = 1 \quad (\text{tidak ada filler})$$

$$n_s = 1 \quad (\text{bidang geser})$$

maka;

$$R_n = 0,5 \times 1,13 \times 1 \times 408 \text{ kN} \times 1 = 230,52 \text{ kN}$$

diambil nilai kuat nominal baut paling kecil

$$R_n = 230,52 \text{ kN}$$

Jumlah baut

Jumlah baut ikatan angin diagonal (SD)

$$\begin{aligned} n &= \frac{506,994 \text{ kN}}{0,75 \times 230,52 \text{ kN}} \\ &= 2,932 = 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jumlah baut ikatan angin vertikal (SV)

$$\begin{aligned} n &= \frac{487,908 \text{ kN}}{0,75 \times 230,52 \text{ kN}} \\ &= 2,822 = 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Susunan baut

Jarak antar lubang baut

$$S_{min} < S < S_{max}$$

2.2/3 db	< S	<	12 tp
2.2/3 × 33 mm	< 90 mm	<	12 × 10 mm
44 mm	< 100 mm	<	120 mm
Jarak baut dengan tepi			
Smin	< S	<	Smax
1,25 db	< S	<	12 tp
1,5 × 30 mm	< 70 mm	<	12 × 15 mm
37,5 mm	< 100 mm	<	180 mm

9.5.3 Ikatan Angin Lantai Kendaraan

Data perencanaan:

Profil ikatan angin atas 1 = box 250 250 12

Baut

Tabel 9.16. Baut M27.

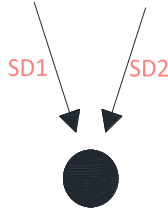
Baut	M27	Ø	30	mm ²
		Ab	707	mm ²
		Tb	334	kN
		Fnt	780	MPa
		Fnv	579	MPa

Pelat penyambung

t	= 20 mm
fu	= 550 MPa

Bidang geser (n) = 1

Pada perencanaan sambungan ikatan angina lantai kendaraan diambil sampel Detail 9, dengan nilai gaya dalam yang diambil dari output SAP2000.



Gambar 9.17. Titik simpul detail 9.

$$N_{SD1} = -2309,596 \text{ kN}$$

$$N_{SD2} = -1380,631 \text{ kN}$$

9.5.3.1 Perhitungan Jumlah Sambungan Baut

Kuat ijin satu baut diambil dari nilai terkecil dari perhitungan kuat nominal baut berikut, berdasarkan AISC 2010, *section J.3*;

Kuat nominal tarik baut

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nt} \times Ab \\ &= 780 \text{ MPa} \times 707,143 \text{ mm}^2 = 551,571 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat nominal geser baut

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nv} \times Ab \\ &= 579 \text{ MPa} \times 707,143 \text{ mm}^2 = 409,436 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat nominal kombinasi tarik dan geser

$$R_n = F'_{nt} \times Ab$$

Dimana;

$$\begin{aligned} F'_{nt} &= 1,3 \times F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nt}} f_{rv} \\ &= 1,3 \times 780 \text{ MPa} - \frac{780}{0,75 \times 780} \left(\frac{1380,631 \text{ kN}}{856} \right) = 1589,210 \text{ MPa} \end{aligned}$$

maka;

$$R_n = 1589,210 \text{ MPa} \times 707,143 \text{ mm}^2 = 1123,798 \text{ kN}$$

Kuat nominal kritis-slip

$$R_n = \mu \times D_u \times h_f \times T_b \times n_s$$

Dimana;

$$\begin{aligned}
 \mu &= 0,5 && \text{(Permukaan kelas B)} \\
 D_u &= 1,13 \\
 T_b &= 408 \text{ kN} \\
 h_f &= 1 && \text{(tidak ada filler)} \\
 n_s &= 1 && \text{(bidang geser)}
 \end{aligned}$$

maka;

$$R_n = 0,5 \times 1,13 \times 1 \times 408 \text{ kN} \times 1 = 230,52 \text{ kN}$$

diambil nilai kuat nominal baut paling kecil

$$R_n = 230,52 \text{ kN}$$

Jumlah baut

Jumlah baut ikatan angin diagonal (S_{D1})

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{2309,596 \text{ kN}}{0,75 \times 230,52 \text{ kN}} \\
 &= 13,359 = 14 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Jumlah baut ikatan angin vertikal (S_{D2})

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{1380,631 \text{ kN}}{0,75 \times 230,52 \text{ kN}} \\
 &= 7,987 = 8 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Susunan baut

Jarak antar lubang baut

$$\begin{array}{llll}
 S_{\min} & < S & < & S_{\max} \\
 2.2/3 \text{ db} & < S & < & 12 \text{ tp} \\
 2.2/3 \times 33 \text{ mm} & < 90 \text{ mm} & < & 12 \times 10 \text{ mm} \\
 44 \text{ mm} & < 100 \text{ mm} & < & 120 \text{ mm}
 \end{array}$$

Jarak baut dengan tepi

$$\begin{array}{llll}
 S_{\min} & < S & < & S_{\max} \\
 1,25 \text{ db} & < S & < & 12 \text{ tp} \\
 1,5 \times 30 \text{ mm} & < 70 \text{ mm} & < & 12 \times 15 \text{ mm} \\
 37,5 \text{ mm} & < 100 \text{ mm} & < & 180 \text{ mm}
 \end{array}$$

9.5.4 Ikatan Angin Silang

Data perencanaan:

Profil ikatan angin silang akhir = box 450 450 16

Baut

Tabel 9.17. Baut M27.

Baut	M27	Ø	30	mm ²
		Ab	707	mm ²
		Tb	334	kN
		Fnt	780	MPa
		Fnv	579	MPa

Pelat penyambung

$$t = 15 \text{ mm}$$

$$f_u = 550 \text{ MPa}$$

Bidang geser (n) = 1

Pada perencanaan sambungan ikatan angina lantai kendaraan diambil sampel pada frame 56, dengan nilai gaya dalam yang diambil dari output SAP2000.

$$N = 3021,119 \text{ kN}$$

9.5.4.1 Perhitungan Jumlah Sambungan Baut

Kuat ijin satu baut diambil dari nilai terkecil dari perhitungan kuat nominal baut berikut, berdasarkan AISC 2010, *section J.3*;

Kuat nominal tarik baut

$$R_n = F_{nt} \times Ab$$

$$= 780 \text{ MPa} \times 707,143 \text{ mm}^2 = 551,571 \text{ kN}$$

Kuat nominal geser baut

$$R_n = F_{nv} \times Ab$$

$$= 579 \text{ MPa} \times 707,143 \text{ mm}^2 = 409,436 \text{ kN}$$

Kuat nominal kombinasi tarik dan geser

$$R_n = F'_{nt} \times Ab$$

Dimana;

$$F'_{nt} = 1,3 \times F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nt}} f_{rv}$$

$$= 1,3 \times 780 \text{ MPa} - \frac{780}{0,75 \times 780} \left(\frac{3021,119 \text{ kN}}{856} \right) = 4682,386 \text{ MPa}$$

maka;

$$R_n = 4682,386 \text{ MPa} \times 707,143 \text{ mm}^2 = 3311,116 \text{ kN}$$

Kuat nominal kritis-slip

$$R_n = \mu \times D_u \times h_f \times T_b \times n_s$$

Dimana;

$$\mu = 0,5 \quad (\text{Permukaan kelas B})$$

$$D_u = 1,13$$

$$T_b = 408 \text{ kN}$$

$$h_f = 1 \quad (\text{tidak ada filler})$$

$$n_s = 1 \quad (\text{bidang geser})$$

maka;

$$R_n = 0,5 \times 1,13 \times 1 \times 408 \text{ kN} \times 1 = 230,52 \text{ kN}$$

diambil nilai kuat nominal baut paling kecil

$$R_n = 230,52 \text{ kN}$$

Jumlah baut

$$\begin{aligned} n &= \frac{3021,119 \text{ kN}}{0,75 \times 230,52 \text{ kN}} \\ &= 17,474 = 18 \text{ buah} \end{aligned}$$

Susunan baut

Jarak antar lubang baut

S_{min}	$< S$	$<$	S_{max}
2.2/3 db	$< S$	$<$	12 tp
$2.2/3 \times 33 \text{ mm}$	$< 90 \text{ mm}$	$<$	$12 \times 10 \text{ mm}$
44 mm	$< 100 \text{ mm}$	$<$	120 mm

Jarak baut dengan tepi

S_{min}	$< S$	$<$	S_{max}
1,25 db	$< S$	$<$	12 tp
$1,5 \times 30 \text{ mm}$	$< 70 \text{ mm}$	$<$	$12 \times 15 \text{ mm}$
37,5 mm	$< 100 \text{ mm}$	$<$	180 mm

9.5.4.2 Perhitungan Sambungan Las

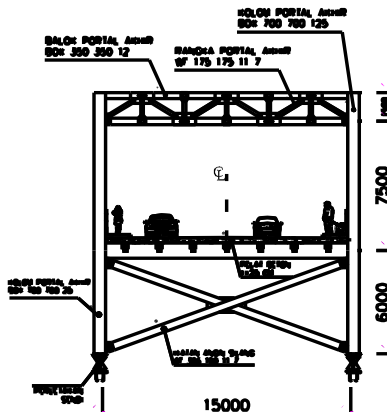
$$\begin{aligned}
 f_y &= \frac{Vu}{A} \\
 &= \frac{32,657 \text{ kN}}{1 \times 2 \times 300 \text{ mm}} \\
 &= 54,428 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 54,428 \text{ N/mm}$$

Tahanan las

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi \times T_e \times 0,6 \times f_{u_w} \\
 54,428 &= 0,75 \times 0,707a \times 0,6 \times 490 \text{ Mpa} \\
 a &= \frac{54,428 \text{ N/mm}}{155,894 \text{ Mpa}} \\
 &= 0,349 \text{ mm} = 2 \text{ mm (pakai)}
 \end{aligned}$$

9.6 Sambungan Portal Akhir



Gambar 9.18. Perencanaan detail sambungan portal akhir.

9.6.1 Sambungan Balok Portal Akhir

Data perencanaan:

Profil balok portal akhir = box 350 350 12

Baut

Tabel 9.18. Baut M30.

Baut	M30	Ø	33	mm ²
		Ab	856	mm ²
		Tb	408	kN
		Fnt	780	MPa
		Fnv	579	MPa

Pelat penyambung

$$\begin{aligned} t &= 15 \text{ mm} \\ f_y &= 290 \text{ MPa} \\ f_u &= 500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Bidang geser (n) = 1

Pada perencanaan sambungan balok portal akhir diambil sampel pada frame 1822, dengan nilai gaya dalam yang diambil dari output SAP2000.

$$\begin{aligned} M_x &= 58,864 \text{ kNm} \\ M_y &= 82,410 \text{ kNm} \\ V &= -7,442 \text{ kN} \\ N &= -732.897 \text{ kN} \end{aligned}$$

9.6.1.1 Perhitungan Jumlah Sambungan Baut

Kuat ijin satu baut diambil dari nilai terkecil dari perhitungan kuat nominal baut berikut, berdasarkan AISC 2010, *section J.3*;

Kuat nominal tarik baut

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nt} \times Ab \\ &= 780 \text{ MPa} \times 855,643 \text{ mm}^2 = 667,401 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat nominal geser baut

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nv} \times Ab \\ &= 579 \text{ MPa} \times 855,643 \text{ mm}^2 = 495,417 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat nominal kombinasi tarik dan geser

$$R_n = F'_{nt} \times Ab$$

Dimana;

$$F'_{nt} = 1,3 \times F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nt}} f_{rv}$$

$$= 1,3 \times 780 \text{ MPa} - \frac{780}{0,75 \times 780} \left(\frac{7,442 \text{ kN}}{856} \right) = 1002,403 \text{ MPa}$$

maka;

$$R_n = 1002,403 \text{ MPa} \times 856 \text{ mm}^2 = 857,699 \text{ kN}$$

Kuat nominal kritis-slip

$$R_n = \mu \times D_u \times h_f \times T_b \times n_s$$

Dimana;

$$\mu = 0,5 \quad (\text{Permukaan kelas B})$$

$$D_u = 1,13$$

$$T_b = 408 \text{ kN}$$

$$h_f = 1 \quad (\text{tidak ada filler})$$

$$n_s = 2 \quad (\text{bidang geser})$$

maka;

$$R_n = 0,5 \times 1,13 \times 1 \times 408 \text{ kN} \times 2 = 461,04 \text{ kN}$$

diambil nilai kuat nominal baut paling kecil

$$R_n = 461,04 \text{ kN}$$

Jumlah baut

Beban yang bekerja searah x (Rx)

$$\frac{M_x}{H} = \frac{58,864 \text{ kNm}}{0,35} = 168,183 \text{ kN}$$

$$\frac{M_y}{B} = \frac{82,410 \text{ kNm}}{0,35} = 235,456 \text{ kN}$$

$$R_x \text{ tot} = 168,183 \text{ kN} + 235,456 \text{ kN} + 732,897 \text{ kN} = 1136,536 \text{ kN}$$

$$n = \frac{1136,536 \text{ kN}}{0,75 \times 461,04 \text{ kN}}$$

$$= 3,286 = 4 \text{ buah}$$

Susunan baut

Jarak antar lubang baut

$$S_{min} < S < S_{max}$$

$$2.2/3 \text{ db} < S < 12 \text{ tp}$$

$2.2/3 \times 33 \text{ mm}$

$< 90 \text{ mm}$

44 mm

$< 90 \text{ mm}$

$<$

$<$

$12 \times 10 \text{ mm}$

120 mm

S_{min}

$< S$

$1,25 \text{ db}$

$< S$

$<$

$<$

S_{max}

12 tp

$1,5 \times 30 \text{ mm}$

$< 70 \text{ mm}$

$37,5 \text{ mm}$

$< 70 \text{ mm}$

$<$

$<$

$12 \times 15 \text{ mm}$

180 mm

9.6.1.2 Sambungan Las

f_y

$= \frac{Vu}{A}$

$= \frac{9,265 \text{ kN}}{1 \times 2 \times 300 \text{ mm}}$

$= 15,44 \text{ N/mm}$

$\varnothing R_n$

$= 15,44 \text{ N/mm}$

Tahanan las

$\varnothing R_n$

$= \varnothing \times T_e \times 0,6 \times f_{u_w}$

$15,44$

$= 0,75 \times 0,707 a \times 0,6 \times 490 \text{ Mpa}$

a

$= \frac{15,44 \text{ N/mm}}{155,894 \text{ MPa}}$

$= 0,099 \text{ mm} = 1 \text{ mm (pakai)}$

9.6.2 Sambungan Kolom Portal Akhir

Data perencanaan:

Profil balok portal akhir = box 700 700 25

Baut

Tabel 9.19. Baut M30.

Baut	M30	\varnothing	33	mm^2
		Ab	856	mm^2
		Tb	408	kN
		Fnt	780	MPa
		Fnv	579	MPa

Pelat penyambung

$$\begin{aligned}
 t &= 15 \text{ mm} \\
 f_u &= 550 \text{ MPa} \\
 \text{Bidang geser (n)} &= 1
 \end{aligned}$$

Pada perencanaan sambungan balok portal akhir diambil sampel pada frame 1822, dengan nilai gaya dalam yang diambil dari output SAP2000.

$$\begin{aligned}
 M_x &= 1204,34 \text{ kNm} \\
 M_y &= 1202,56 \text{ kNm} \\
 V &= 232,807 \text{ kN} \\
 N &= -4770,775 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

9.6.2.1 Perhitungan Jumlah Sambungan Baut

Kuat ijin satu baut diambil dari nilai terkecil dari perhitungan kuat nominal baut berikut, berdasarkan AISC 2010, *section J.3*;

Kuat nominal tarik baut

$$\begin{aligned}
 R_n &= F_{nt} \times Ab \\
 &= 780 \text{ MPa} \times 855,643 \text{ mm}^2 = 667,401 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kuat nominal geser baut

$$\begin{aligned}
 R_n &= F_{nv} \times Ab \\
 &= 579 \text{ MPa} \times 855,643 \text{ mm}^2 = 495,417 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kuat nominal kombinasi tarik dan geser

$$R_n = F'_{nt} \times Ab$$

Dimana;

$$\begin{aligned}
 F'_{nt} &= 1,3 \times F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nt}} f_{rv} \\
 &= 1,3 \times 780 \text{ MPa} - \frac{780}{0,75 \times 780} \left(\frac{232,807 \text{ kN}}{856} \right) = 651,221 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

maka;

$$R_n = 651,221 \text{ MPa} \times 856 \text{ mm}^2 = 557,213 \text{ kN}$$

Kuat nominal kritis-slip

$$R_n = \mu \times D_u \times h_f \times T_b \times n_s$$

Dimana;

$$\begin{aligned}
 \mu &= 0,5 && \text{(Permukaan kelas B)} \\
 D_u &= 1,13 \\
 T_b &= 408 \text{ kN} \\
 h_f &= 1 && \text{(tidak ada filler)} \\
 n_s &= 2 && \text{(bidang geser)}
 \end{aligned}$$

maka;

$$R_n = 0,5 \times 1,13 \times 1 \times 408 \text{ kN} \times 2 = 461,04 \text{ kN}$$

diambil nilai kuat nominal baut paling kecil

$$R_n = 461,04 \text{ kN}$$

Jumlah baut

Beban yang bekerja searah x (Rx)

$$\frac{M_x}{H} = \frac{1204,34 \text{ kNm}}{0,7} = 1720,479 \text{ kN}$$

$$\frac{M_y}{B} = \frac{1202,56 \text{ kNm}}{0,7} = 1717,937 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 R_x \text{ tot} &= 1720,479 \text{ kN} + 1717,937 \text{ kN} + 4770,775 \text{ kN} \\
 &= 8209,191 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{8209,191 \text{ kN}}{0,75 \times 461,04 \text{ kN}} \\
 &= 23,74 = 28 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Susunan baut

Jarak antar lubang baut

S_{min}	$< S$	$<$	S_{max}
$2.2/3 \text{ db}$	$< S$	$<$	12 tp
$2.2/3 \times 33 \text{ mm}$	$< 90 \text{ mm}$	$<$	$12 \times 10 \text{ mm}$
44 mm	$< 90 \text{ mm}$	$<$	120 mm

Jarak baut dengan tepi

S_{min}	$< S$	$<$	S_{max}
$1,25 \text{ db}$	$< S$	$<$	12 tp
$1,5 \times 30 \text{ mm}$	$< 70 \text{ mm}$	$<$	$12 \times 15 \text{ mm}$
$37,5 \text{ mm}$	$< 70 \text{ mm}$	$<$	180 mm

9.6.2.2 Sambungan Las

$$f_y = \frac{V_u}{A}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{9,265 \text{ kN}}{1 \times 2 \times 300 \text{ mm}} \\
 &= 15,44 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

$$\sigma_{Rn} = 15,44 \text{ N/mm}$$

Tahanan las

$$\begin{aligned}
 \sigma_{Rn} &= \sigma \times T_e \times 0,6 \times f_{u_w} \\
 15,44 &= 0,75 \times 0,707a \times 0,6 \times 490 \text{ Mpa} \\
 a &= \frac{15,44 \text{ N/mm}}{155,894 \text{ MPa}} \\
 &= 0,099 \text{ mm} = 1 \text{ mm (pakai)}
 \end{aligned}$$

9.7 Perencanaan Perletakan Jembatan

Pada perencanaan bentang utama jembatan Sembayat Lama modifikasi ini direncanakan menggunakan perletakan rol pada STA 0+350 dan perletakan sendi pada STA 0+530. Spesifikasi teknis perletakan sendiri menggunakan literature Djembatan, Ir. H. J. Struyk.

9.7.1 Perencanaan Perletakan Sendi

Pada perencanaan perletakan sendi, spesifikasi teknis berupa ukuran kursi penumpu engsel dan rol dapat ditentukan melalui table Multer-Breslau pada buku Djembatan, Ir. H. J. Struyk, berikut merupakan spesifikasinya:

Tabel 9.20. Menentukan kursi perletakan.

h/S_2	b/aS_3	w
3	4	$0.22.a.h^2S^3$
4	4.2	$0.22.a.h^2S^3$
5	4.6	$0.22.a.h^2S^3$
6	5	$0.22.a.h^2S^3$

Data perencanaan:

$$\sigma_d = 35 \text{ MPa (mutu beton } abutment)$$

$$\sigma_b = 290 \text{ Mpa (mutu perletakan baja)}$$

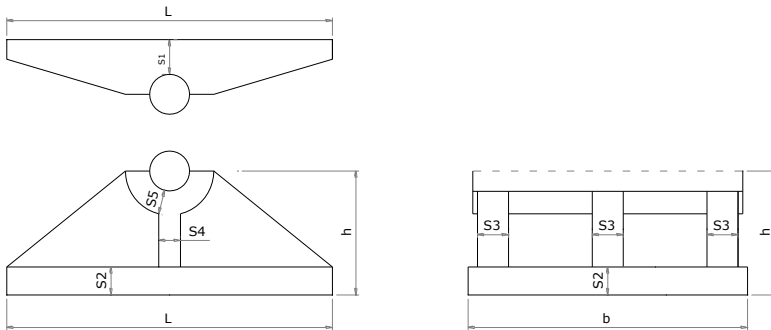
Dari hasil analisa SAP200 reaksi perletakan sendi yang didapat adalah sebagai berikut;

$$V = 27157.384 \text{ kN}$$

$$H_x = 29754.115 \text{ kN}$$

$$R = \sqrt{27157.384^2 + 29754.115^2} = 3258.67 \text{ kN}$$

9.7.1.1 Perencanaan Luas Alas Kursi / Bantalan



Gambar 9.19. Detail dan symbol pada perletakan engsel.

Dimana;

a = jumlah rusuk

$S_2 S_3$ = diambil dari nilai 3 dan 5

$$S_4 = \frac{h}{6}$$

$$S_5 = \frac{h}{4}$$

$$S_1 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3 P I}{b \sigma_b}}$$

Dimensi alas kursi / bantalan

$$F = \frac{R}{f_c}$$

$$= \frac{3258.67 \text{ kN}}{3500} = 11547.41705 \text{ cm}^2$$

Direncanakan $L = 80 \text{ cm}$,

$$\begin{aligned} \text{maka } b &= \frac{F}{L} = \frac{11547,42}{80} \\ &= 144,342713 \text{ cm} \end{aligned}$$

Direncanakan dimensi bantalan dengan panjang (l) = 80 cm dan lebar (b) = 145 cm, serta bantalan landasan yang berbatasan langsung dengan girder jembatan (baja) sama dengan yang berbatasan langsung dengan beton.

Maka ukuran dari perletakan dapat ditentukan :

Tebal kursi / bantalan

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3 P l}{b \sigma_b}} \\ &= 20,4 \text{ cm} = 21 \text{ cm} \end{aligned}$$

mencari momen maksimal;

$$W \times \sigma = M_{\text{maks}}$$

Dimana;

$$M_{\text{maks}} = \frac{R}{2} \times \frac{l}{4} = \frac{3258,67}{2} \times \frac{80}{4} = 404159596,6 \text{ Ncm}$$

$$W = \frac{M_{\text{maks}}}{\sigma_b} = \frac{404159596,6}{400000} = 10103,9899 \text{ cm}^3$$

Dari tabel diatas diambil nilai;

$$\frac{h}{2} = 5$$

Jadi;

$$a = 3 \text{ buah} \quad (\text{jumlah rusuk})$$

$$\frac{b}{a \times S_3} = 4,6$$

$$W = 0,2886 \times a \times h \times S_3$$

Dimana;

$$S_3 = \frac{b}{a \times 4,6} = 11 \text{ cm}$$

$$h^2 = \frac{W}{0,2886 \times a \times S_3} = 1369,327 \text{ cm}^2$$

$$h = \sqrt{1369,327 \text{ cm}^2} = 37,004 \text{ cm diambil } 38 \text{ cm}$$

$$S_2 = \frac{h}{5} = 8 \text{ cm}$$

$$S_4 = \frac{h}{6} = 7 \text{ cm}$$

$$S_5 = \frac{h}{4} = 10 \text{ cm}$$

Dari perhitungan diatas maka didapatkan ukuran-ukuran dalam perletakan :

$$S_1 = \text{tinggi pelat perletakan atas} = 21 \text{ cm}$$

$$S_2 = \text{tinggi pelat penumpu bawah perletakan} = 8 \text{ cm}$$

$$S_3 = \text{tebal pelat penyokong vertikal sebanyak 3 buah} = 11 \text{ cm}$$

$$S_4 = \text{tebal pelat vertikal penumpu sendi melintang} = 7 \text{ cm}$$

$$S_5 = \text{tebal pelat lengkung penumpu sendi} = 10 \text{ cm}$$

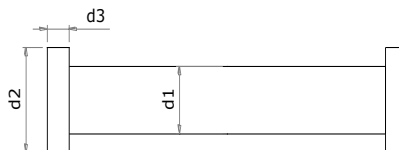
$$h = \text{tinggi dari dasar perletakan sampai as engsel} = 38 \text{ cm}$$

Perhitungan Diameter Engsel

Jari-jari engsel dapat ditentukan dengan rumus :

$$r = \frac{0,8 \times P}{\sigma_b \times l} = \frac{0,8 \times 3258,67}{2900 \times 80} = 10,104 \text{ cm}$$

Untuk mempermudah pelaksanaan diambil minimal = 11 cm
maka d1 direncanakan = 11 cm x 2 = 22 cm



Gambar 9.20. Detail dan symbol pada pen engsel.

Dimana;

$$d_2 = 27 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{d_2}{4} = 6,75 \approx 7 \text{ cm}$$

Engsel harus mampu menahan geser :

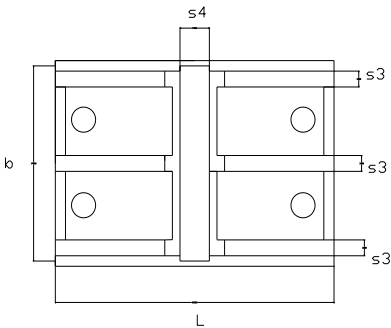
Syarat;

$$(a.s_3).d1.\sigma > \frac{1}{2} \times V$$

$$29040000 \text{ N} > \frac{1}{2} \times 40415959,66 \text{ N}$$

$$29040000 \text{ N} > \frac{1}{2} \times 20207979,83 \text{ N}$$

(MEMENUHI)



Gambar 9.21. Denah baut angker pada perletakan.

9.7.1.2 Perencanaan Sambungan Busur dengan Sendi

Data perencanaan:

Profil busur bawah (*bottom chord*) = 1100 900 60

Profil *main girder* = 700 700 50

Baut

Tabel 9.21. Baut M36.

Baut	M36	Ø	39	mm ²
		Ab	1195	mm ²
		Tb	595	kN
		Fnt	780	MPa

		F _{nv} 579 MPa
Pelat penyambung		
t	= 20 mm	
f _u	= 550 MPa	
Bidang geser (n)	= 2	

Desain sambungan perletakan sendi dengan busur bawah diambil sampel portal akhir pada STA 0+350, dengan nilai gaya dalam yang diambil dari SAP2000.

$$V = 27157,38 \text{ kN}$$

$$H_x = 29754,12 \text{ kN}$$

$$H_y = 3258,67 \text{ kN}$$

$$N = 3258,67 \text{ kN}$$

Kekuatan ijin 1 baut

Kuat ijin satu baut diambil dari nilai terkecil dari perhitungan kuat nominal baut berikut, berdasarkan AISC 2010, *section J.3*;

Kuat nominal tarik baut

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nt} \times Ab \\ &= 780 \text{ MPa} \times 1195,071 \text{ mm}^2 = 932,156 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat nominal geser baut

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nv} \times Ab \\ &= 579 \text{ MPa} \times 1195,071 \text{ mm}^2 = 691,946 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat nominal kombinasi tarik dan geser

$$R_n = F'_{nt} \times Ab$$

Dimana;

$$\begin{aligned} F'_{nt} &= 1,3 \times F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nt}} f_{rv} \\ &= 1,3 \times 780 \text{ MPa} - \frac{780}{0,75 \times 780} \left(\frac{27157,38 \text{ kN}}{1195,071} \right) \\ &= 29285,315 \text{ MPa} \end{aligned}$$

maka;

$$R_n = 29285,315 \text{ MPa} \times 856 \text{ mm}^2 = 34998,0429 \text{ kN}$$

Kuat nominal kritis-slip

$$R_n = \mu \times D_u \times h_f \times T_b \times n_s$$

Dimana;

$$\mu = 0,5 \quad (\text{Permukaan kelas B})$$

$$D_u = 1,13$$

$$T_b = 595 \text{ kN}$$

$$h_f = 1 \quad (\text{tidak ada filler})$$

$$n_s = 2 \quad (\text{bidang geser})$$

maka;

$$R_n = 0,5 \times 1,13 \times 1 \times 595 \text{ kN} \times 2 = 672,35 \text{ kN}$$

diambil nilai kuat nominal baut paling kecil

$$R_n = 672,35 \text{ kN}$$

Jumlah baut

$$n = \frac{29754,12 \text{ kN}}{0,75 \times 672,35 \text{ kN}} = 55,317 = 56 \text{ buah}$$

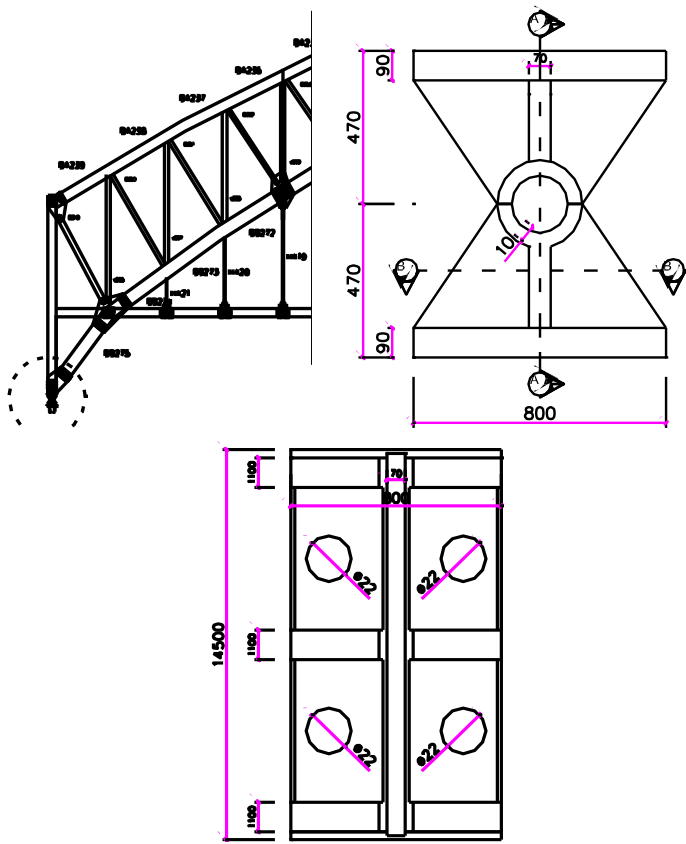
Susunan baut

Jarak antar lubang baut

S_{min}	$< S$	$<$	S_{max}
$2.2/3 \text{ db}$	$< S$	$<$	12 tp
$2.2/3 \times 39 \text{ mm}$	$< 90 \text{ mm}$	$<$	$12 \times 10 \text{ mm}$
52 mm	$< 100 \text{ mm}$	$<$	120 mm

Jarak baut dengan tepi

S_{min}	$< S$	$<$	S_{max}
$1,25 \text{ db}$	$< S$	$<$	12 tp
$1,5 \times 39 \text{ mm}$	$< 70 \text{ mm}$	$<$	$12 \times 15 \text{ mm}$
$58,5 \text{ mm}$	$< 100 \text{ mm}$	$<$	180 mm



Gambar 9.22. Detail perencanaan perletakan sendi.

9.7.2 Perencanaan Perletakan Rol

Pada perencanaan perletakan rol, spesifikasi teknis berupa ukuran kursi penumpu engsel dan rol juga ditentukan melalui tabel Multer-Breslau pada buku Djembatan, Ir. H. J. Struyk, berikut merupakan spesifikasinya:

Tabel 9.22. Menentukan kursi perletakan.

h/S_2	b/aS_3	w
---------	----------	-----

3	4	$0.22.a.h^2S^3$
4	4.2	$0.22.a.h^2S^3$
5	4.6	$0.22.a.h^2S^3$
6	5	$0.22.a.h^2S^3$

Data perencanaan:

σ_d = 35 MPa (mutu beton *abutment*)

σ_b = 290 Mpa (mutu perletakan baja)

Dari hasil analisa SAP200 reaksi perletakan rol yang didapat adalah sebagai berikut;

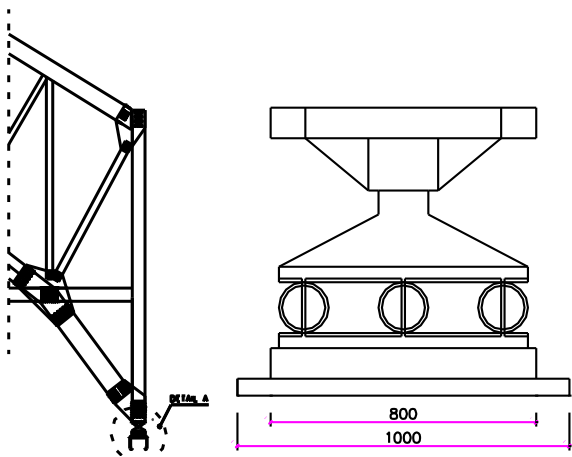
V = 22338,1804 kN

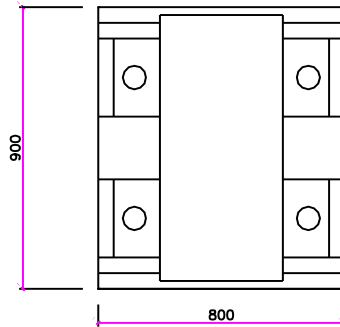
Hx = 0

Hy = 1910,770 kN

R = $\sqrt{22338,1804^2 + 1910,770^2} = 22419,753 \text{ kN}$

9.7.2.1 Perencanaan Luas Alas Kursi / Bantalan





Gambar 9.23. Sketsa detail perencanaan perletakan rol.

Dimensi alas kursi / bantalan

$$\begin{aligned}
 F &= \frac{R}{\sigma_d} \\
 &= \frac{22419,753 \text{ kN}}{3500} = 6405,644 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan $L = 80 \text{ cm}$,

$$\begin{aligned}
 \text{maka } b &= \frac{F}{L} = \frac{6405,644}{80} \\
 &= 80,071 \text{ cm} = 90 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Direncanakan dimensi bantalan dengan panjang (l) = 80 cm dan lebar (b) = 90 cm, serta bantalan landasan yang berbatasan langsung dengan girder jembatan (baja) sama dengan yang berbatasan langsung dengan beton.

Maka ukuran dari perletakan dapat ditentukan :

Tebal kursi / bantalan

$$\begin{aligned}
 S_1 &= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3 V l}{b \sigma_b}} \\
 &= 19,330 \text{ cm} = 20 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Garis tengah gelinding

Direncanakan jari jari gelinding (r_1) = 20 cm

$$B = \frac{1}{2r_1} = 0,025$$

$$\gamma^2 = 0,75 \times 10^6 \times \frac{p \times l}{L}$$
$$= 0,75 \times 10^6 \times \frac{22419,753 \text{ kN} \times 0,025}{80} = 5254629,609$$

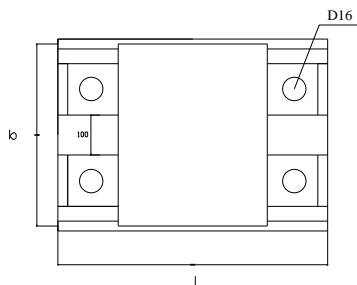
$$d_4 = \frac{0,75.10^6 \times R}{L \times \gamma^2}$$
$$= \frac{0,75.10^6 \times 22419,753}{80 \times 5254629,609} = 40 \text{ cm}$$

Dipakai 3 buah gelinding, maka;

$$d = \frac{40}{3} = 13,33 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

$$d_5 = d_4 + (2 \times 2,5)$$
$$= 40 + 5 = 45 \text{ cm}$$

$$d_6 = \text{diambil } 5,3 \text{ cm}$$



Gambar 9.24. Denah baut angker pada perletakan rol.

9.7.2.2 Perencanaan Sambungan Busur dengan Sendi

Data perencanaan:

Profil busur bawah (*bottom chord*) = 1100 900 60

Profil *main girder* = 700 700 50

Baut

Tabel 9.23. Baut M36.

Baut	M36	Ø	39	mm ²
		Ab	1195	mm ²
		Tb	595	kN
		Fnt	780	MPa

		F _{nv} 579 MPa
Pelat penyambung		
t	= 20 mm	
f _u	= 550 MPa	
Bidang geser (n)	= 2	

Desain sambungan perletakan sendi dengan busur bawah diambil sampel portal akhir pada STA 0+350, dengan nilai gaya dalam yang diambil dari SAP2000.

$$V = 22338,1804 \text{ kN}$$

$$H_x = 0$$

$$H_y = 1910,770 \text{ kN}$$

Kekuatan ijin 1 baut

Kuat ijin satu baut diambil dari nilai terkecil dari perhitungan kuat nominal baut berikut, berdasarkan AISC 2010, *section J.3*;

Kuat nominal tarik baut

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nt} \times Ab \\ &= 780 \text{ MPa} \times 1195,071 \text{ mm}^2 = 932,156 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat nominal geser baut

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nv} \times Ab \\ &= 579 \text{ MPa} \times 1195,071 \text{ mm}^2 = 691,946 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat nominal kombinasi tarik dan geser

$$R_n = F'_{nt} \times Ab$$

Dimana;

$$\begin{aligned} F'_{nt} &= 1,3 \times F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nt}} f_{rv} \\ &= 1,3 \times 780 \text{ MPa} - \frac{780}{0,75 \times 780} \left(\frac{1910,770 \text{ kN}}{1195,071} \right) \\ &= 1117,834 \text{ MPa} \end{aligned}$$

maka;

$$R_n = 1117,834 \text{ MPa} \times 856 \text{ mm}^2 = 1335,891 \text{ kN}$$

Kuat nominal kritis-slip

$$R_n = \mu \times D_u \times h_f \times T_b \times n_s$$

Dimana;

$$\mu = 0,5 \quad (\text{Permukaan kelas B})$$

$$D_u = 1,13$$

$$T_b = 595 \text{ kN}$$

$$h_f = 1 \quad (\text{tidak ada filler})$$

$$n_s = 2 \quad (\text{bidang geser})$$

maka;

$$R_n = 0,5 \times 1,13 \times 1 \times 595 \text{ kN} \times 2 = 672,35 \text{ kN}$$

diambil nilai kuat nominal baut paling kecil

$$R_n = 672,35 \text{ kN}$$

Jumlah baut

$$n = \frac{1910,770 \text{ kN}}{0,75 \times 672,35 \text{ kN}} \\ = 3,552 = 4 \text{ buah}$$

Susunan baut

Jarak antar lubang baut

S_{min}	$< S$	$<$	S_{max}
$2.2/3 \text{ db}$	$< S$	$<$	12 tp
$2.2/3 \times 39 \text{ mm}$	$< 90 \text{ mm}$	$<$	$12 \times 10 \text{ mm}$
52 mm	$< 100 \text{ mm}$	$<$	120 mm

Jarak baut dengan tepi

S_{min}	$< S$	$<$	S_{max}
$1,25 \text{ db}$	$< S$	$<$	12 tp
$1,5 \times 39 \text{ mm}$	$< 70 \text{ mm}$	$<$	$12 \times 15 \text{ mm}$
$58,5 \text{ mm}$	$< 100 \text{ mm}$	$<$	180 mm

BAB 10

PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH JEMBATAN

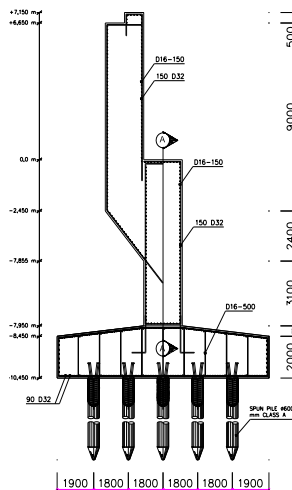
Dalam perencanaan struktur bawah jembatan busur, direncanakan menggunakan abutmen pada STA 0-350 dan pilar jembatan pada STA 0-580 beserta perencanaan pondasinya.

10.1 Data Umum Jembatan

Berikut merupakan data umum jembatan busur rencana:

- Lokasi jembatan = Kabupaten Gresik
- Bentang jembatan modifikasi = 180 m
- Lembar jembatan modifikasi = 15 m
- Struktur atas = Struktur busur rangka
- Pondasi = Pondasi tiang pancang
- Zona gempa = 3

10.2 Preliminary Design Abutment



Gambar 10.1. Preliminary design abutment.

- Tinggi rencana (h) = 15 m

- Lebar dinding abutment (b) = 2 m

$$\frac{1}{10} h \leq b \leq \frac{1}{5} h$$

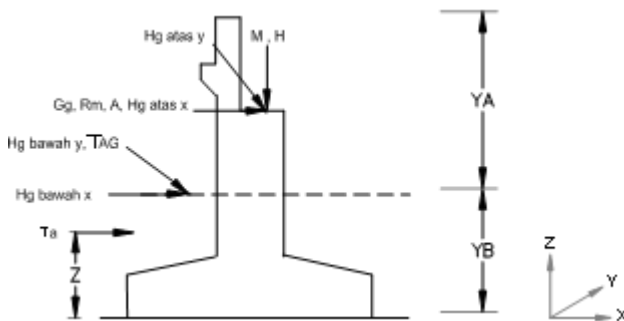
$$\frac{1}{10} \times 15 \text{ m} \leq 2 \text{ m} \leq \frac{1}{5} 15 \text{ m}$$

$$1,5 \text{ m} \leq 2 \text{ m} \leq 3 \text{ m}$$

- Mutu beton (f_c') = 30 Mpa
- Mutu tulangan (f_y) = 400 Mpa
- Diameter tul. lentur = 32 mm
- Diameter tul. *confinement* = 16 mm

10.2.1 Pembebanan Abutmen

Beban-bekan yang bekerja pada abutment bisa dilihat pada ilustrasi gambar dibawah ini:



Gambar 10.2. Beban yang bekerja pada abutment.

Sumber: (Anugrah, 2012)

Dimana:

- M = Beban mati (dead load)
- H = Beban hidup (live load)
- Ta = Tekanan tanah
- Gg = Gaya gesek = $0,15 (M + H)$
- TB = Gaya Rem (*traffic load*)
- PD = Beban angin (*wind load*)
- EQ = Gaya gempa (*earthquake*)

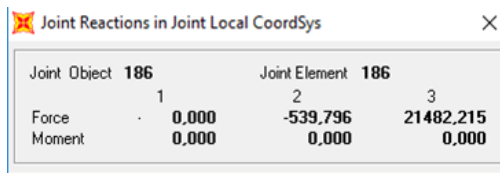
Tag = Tekanan tanah akibat gempa

10.2.1.1 Akibat Pembebanan Bangunan Atas

Gaya gaya yang didapatkan dari pembebanan bangunan atas merupakan hasil analisa SAP2000 pada bab struktur utama pada reaksi perletakan joint 186.

Beban mati (M)

Beban mati yang dimaksud adalah beban mati akibat berat sendiri rangka, pelat lantai dan berat mati tambahan lainnya.



Joint Object 186		Joint Element 186		
	1	2	3	
Force	0,000	-539,796	21482,215	
Moment	0,000	0,000	0,000	

Gambar 10.3. Reaksi perletakan akibat beban mati.

$$V = 21482,215 \text{ kN}$$

$$H_x = 0$$

$$H_y = 539,796 \text{ kN}$$

Beban hidup (H)

Beban hidup adalah beban lalu lintas “D” (BTR + BGT 19)

$$V = 6997,4 \text{ kN}$$

$$H_x = 5854,68 \text{ kN}$$

$$H_y = 227,24 \text{ kN}$$

Beban angin (P_D)

$$V = 6997,4 \text{ kN}$$

$$H_x = 5854,68 \text{ kN}$$

$$H_y = 227,24 \text{ kN}$$

Beban gempa struktur atas (EQ)

$$V = 643,667 \text{ kN}$$

$$H_x = 3879,233 \text{ kN}$$

$$H_y = 311,25 \text{ kN}$$

Gaya rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang, dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan harus diambil yang terbesar dari (SNI 1725:2016 pasal 8.7):

25% dari berat gandar truk desain atau,

5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

Dimana;

Berat gandar truk (SNI 1725:2016 ps. 8.4.1)

$$= 112,5 \times 2 = 225 \text{ kN}$$

$$\text{BTR} = 5,3 \text{ kPa}$$

$$T_u = 500 \text{ kN}$$

Jadi,

$$TB_1 = 25\% \times 225 \text{ kN} = 56,26 \text{ kN}$$

$$TB_2 = 5\% \times [(5,3 \text{ kN/m}^2 \times 12 \text{ m} \times 180 \text{ m}) + 500 \text{ kN}]$$

$$= 592 \text{ kN}$$

diambil nilai TB terbesar yaitu = 592 kN

Gaya gesekan (GG)

Beban gesekan pada tumpuan bergeak (beban horizontal longitudinal pada perletakan), misal akibat pemuaian, penyusutan dan gempa.

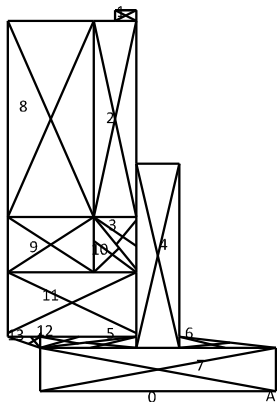
$$HL = 0,15 (Q_d + Q_l)$$

$$= 0,15 (21482,215 \text{ kN} + 6997,4 \text{ kN}) = 4271,942 \text{ kN}$$

10.2.1.2 Akibat Pembebanan Bangunan Bawah

Beban mati abutmen (M)

Perhitungan beban mati abutmen dibagi persegmen, yang bisa dilihat pada gambar dibawah ini:



Gambar 10.4. Segmen abutment.

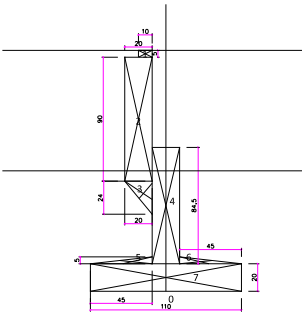
Dalam perhitungan beban mati abutment, berat jenis beton (γ) dikalikan dengan volume persegmen (V).

Tabel 10.1. Perhitungan berat abutment.

Segmen	b (m)	h (m)	t (m)	V (m3)	Bj (N/m3)	w (N)
1	0.5	1	15	7.5	24000	180000
2	2	9	15	270	24000	6480000
3	2.4	2	15	36	24000	864000
4	2	8.45	15	253.5	24000	6084000
5	0.5	4.5	15	16.875	24000	405000
6	0.5	4.5	15	16.875	24000	405000
7	2	11	15	330	24000	7920000
8	4	9	0.3	10.8	24000	259200
9	4	2.55	0.3	3.0576	24000	73382.4
10	2	2.55	0.3	0.7644	24000	18345.6

11	5	2.95	0.3	4.428	24000	106272
12	4.5	0.5	0.3	0.3375	24000	8100
13	0.5	0.5	0.3	0.0375	24000	900
Total					22804200	

Setelah mendapatkan berat total abutmen, selanjutnya adalah mencari titik berat abutment dari titik O.



Gambar 10.5. Perhitungan titik berat abutment.

Tabel 10.2. Perhitungan titik berat abutment.

Segmen	w (KN)	x (m)	z (m)	wx (Nm)	wz (Nm)
1	180000	1.5	8.5	270000	1530000
2	6480000	2	3.75	12960000	24300000
3	864000	1.64	1.65	1420416	1427328
4	6084000	0	2.53	0	15362100
5	405000	2.5	6.6	1012500	2673081
6	405000	2.5	6.6	1012500	2673081
7	7920000	0	7.75	0	61380000
8	259200	5	3.66	1296000	948672
9	73382.4	5	2.24	366912	164376.576

10	18345.6	2.14	2.44	39167.856	44763.264
11	106272	4	4.68	425088	497756.794
12	8100	4.38	6.43	35464.23	52122.69
13	900	5.79	6.42	5206.77	5774.58
total				16675416	109345590

Titik berat

$$\begin{aligned}
 x_o &= \frac{\sum wx}{\sum w} \\
 &= \frac{16675416}{22804200} = 0,731 \text{ m dari titik O}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 z_o &= \frac{\sum wz}{\sum w} \\
 &= \frac{109345590}{22804200} = 4,795 \text{ m dari titik O}
 \end{aligned}$$

Beban gempa struktur bawah abutment (EQ)

Pada perencanaan beban gempa horizontal struktur bawah abutment, didasarkan pada SNI 1725:2016 ps. 9.7 dan RSNI 2833:201X. Perhitungan gaya horizontal gempa menggunakan rumus berikut:

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R_d} \times Wt$$

Dimana;

Berdasarkan ketentuan SNI 2833:201X pada peta zonasi gempa Indonesia, maka ditemukan nilai-nilai sebagai berikut:

PGA = 0,25 (SNI 2833:201X Gambar 4)

SS = 0,5 (SNI 2833:201X Gambar 5)

S1 = 0,25 (SNI 2833:201X Gambar 6)

Dari perhitungan interpolasi pada bab struktur utama, didapatkan nilai faktor situs sebagai berikut:

$$F_{PGA} = 1,3$$

$$F_V = 1,9$$

$$\begin{aligned} A_S &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 1,3 \times 0,25 = 0,325 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a \times S_S \\ &= 1,3 \times 0,5 = 0,65 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_V \times S_1 \\ &= 1,9 \times 0,25 = 0,475 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_S &= \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\ &= \frac{0,475}{0,65} = 0,73077 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 T_S \\ &= 0,2 \cdot 0,73077 = 0,14615 \end{aligned}$$

Zona gempa $0,30 < S_{D1} < 0,5$ = zona gempa 3

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,731$$

$$T_0 = 0,2 \times T_S = 0,146$$

Jadi;

Untuk periode lebih kecil dari T_0 , koefisien respons gempa elastic (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut:

$$\begin{aligned} C_{sn} &= (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \\ &= (0,65 - 0,325) \frac{0,83}{0,15} + 0,33 = 2,17 \end{aligned}$$

Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , respons spektra percepatan, C_{sm} sama dengan S_{DS} ;

$$\begin{aligned} C_{sm} &= S_{DS} \\ &= 0,65 \end{aligned}$$

Untuk perioda lebih besar dari T_s , koefisien respon spektra gempa elastik, C_{sm} didapatkan dari persamaan;

$$\begin{aligned} C_{sn} &= \frac{S_{D1}}{T} \\ &= \frac{0,48}{0,83} = 0,572 \end{aligned}$$

Faktor modifikasi respons (R)

$$R = 1,5$$

Tabel 10.3. Faktor modifikasi respons (R).

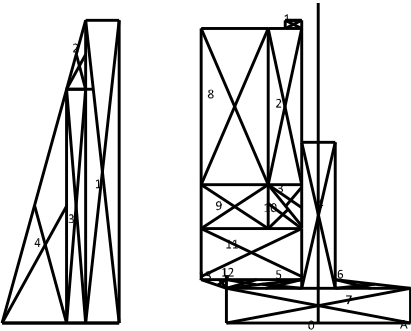
Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Catatan:
Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar

Jadi;

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt \\ &= \frac{0,572}{1,5} \times 22804200 \text{ N} = 8692.342 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban tekanan tanah (TA)



Gambar 10.6. Pembebanan tekanan tanah.

Data tanah urugan:

Lapisan Tanah 1 (urugan)

$$\varphi = 28$$

$$\gamma_{\text{tanah urug}} = 16 \text{ kN/m}^3$$

$$c = 0,11 \text{ kg/cm}^3$$

Lapisan Tanah 2 (Jenuh Air)

$$\varphi = 26$$

$$\gamma_{\text{Sat}} = 19,1 \text{ kN/m}^3$$

$$c = 0,12 \text{ kg/cm}^3$$

Koefisien tekanan tanah aktif:

$$K_{a1} = tg^2(45 - \frac{28}{2}) = 0,36$$

$$K_{a2} = tg^2(45 - \frac{26}{2}) = 0,39$$

Tekanan tanah aktif lateral:

Akibat urugan pada lapisan tanah 1 (diasumsikan beban lalu lintas tanah urug setebal 70 cm);

$$\begin{aligned} P_{TA1} &= q \times K_{a1} \times H1 \\ &= (0,7 \text{ m} \times 16 \text{ kN/m}^3) \times 0,36 \times 8,75 \text{ m} = 35,824 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Akibat urugan tanah pada lapisan tanah 1

$$\begin{aligned} P_{TA2} &= H1 \times \gamma_{\text{tanah urug}} \times K_{a1} \times H1/2 \\ &= 8,75 \text{ m} \times 16 \text{ kN/m}^3 \times 0,36 \times 8,75 \text{ m} / 2 = 51,176 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Akibat urugan tanah pada lapisan tanah dibawah MAT

$$\begin{aligned} P_{TA3} &= H1 \times \gamma_{\text{SAT}} \times K_{a2} \times H2/2 \\ &= 8,75 \text{ m} \times 19,1 \text{ kN/m}^3 \times 0,39 \times 14,833 \text{ m} / 2 = 65,256 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Akibat urugan tanah pada lapisan tanah dibawah MAT

$$\begin{aligned} P_{TA4} &= H2 \times \gamma_{\text{SAT}} \times K_{a2} \times H2/2 \\ &= 14,833 \text{ m} \times 19,1 \text{ kN/m}^3 \times 0,39 \times 14,833 \text{ m} / 2 = 820,427 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Tekanan tanah total (ΣP_{TA}) = 972,683 kN/m

Abutment selebar 15 m, maka :

$$\Sigma P_{TA} = 972,683 \text{ kN/m} \times 15 = 14590,241 \text{ kN}$$

Letak resultan gaya tekanan tanah dari O :

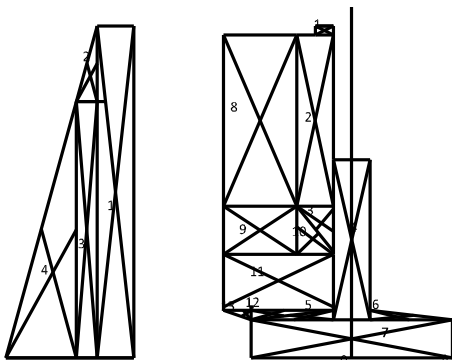
$$z = \frac{\sum P T i \times y i}{\sum P T A}$$
$$= \frac{(35.824 \times 8,75) + (51,176 \times 14,833) + (65,256 \times 6,75) + (820,427 \times 4,51)}{14590,241}$$
$$= 5.359 \text{ m}$$

Momen guling akibat tekanan tanah aktif lateral:

$$Ma = \sum P_{TA} \times z$$
$$= 14590,241 \text{ kN} \times 5,359 \text{ m} = 78183,849 \text{ kNm}$$

Perhitungan momen penahan

Momen penahan abutmen dikalikan dengan ordinat terhadap titik A.



Gambar 10.7. Momen penahan terhadap titik A.

Tabel 10.4. Momen penahan guling.

Segmen	b (m)	h (m)	t (m)	V (m³)	Bj (N/m³)	w (N)	Xa (m)	Ma (Nm)
1	0.5	1	15	7.5	24000	180000	7	1260000
2	2	9	15	270	24000	6480000	7.5	48600000
3	2.4	2	15	36	24000	864000	7.14	6172502
4	2	8.45	15	253.5	24000	6084000	5.5	33462000
5	0.5	4.5	15	16.875	24000	405000	8	3240000

6	0.5	4.5	15	16.875	24000	405000	3	1215000
7	2	11	15	330	24000	7920000	5.5	43560000
8	4	9	0.3	10.8	24000	259200	10.5	2721600
9	4	2.55	0.3	3.0576	24000	73382.4	10.5	770515.2
10	2	2.55	0.3	0.7644	24000	18345.6	7.64	140068.7
11	5	2.95	0.3	4.428	24000	106272	9.5	1009584
12	4.5	0.5	0.3	0.3375	24000	8100	9.78	79242.3
13	0.5	0.5	0.3	0.0375	24000	900	11.3	10140.3
					Total	22804200		1.42E+08

Momen penahan guling = 142240,653 kNm

Beban tekanan tanah akibat gempa (TAg)

Perhitungan momen akibat gempa

$$K_{ag} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\mu \cdot \cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)}$$

Dimana;

K_{ag} = Koefisien tekanan aktif dinamik

β = Kemiringan tepi belakang tembok diukur terhadap vertikal = 0

K_h = Koefisien gempa horisontal = 0,15

K_v = Koefisien gempa vertikal = 0.1

θ = Koefisien gempa $\rightarrow (\theta = \arctan K_h) = 8,531^\circ$

δ = Sudut geser rencana tembok dengan tanah = 0°

φ = Sudut geser dalam tanah = 27°

α = Kemiringan urugan = 0

$$\mu = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \theta) * \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2$$

$$= 2,079$$

Jadi;

$$K_{ag} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\mu \cdot \cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)}$$

$$= 0.458$$
$$\text{Tag} = 0,5 \times \gamma t \times H_{\text{Timbunan}}^2 (1 - Kv) Kag$$
$$= 0,5 \times 17.65 \times 225 \times 0.9 \times 0.459$$
$$= 820,024 \text{ kN/m}$$

Tanah menekan selebar 15 m

$$\text{Tag} = 820,024 \text{ kN/m} \times 15 \text{ m} = 12300,362 \text{ kN}$$

Titik tangkap gempa 4,79 m dari titik O

$$\text{Mg} = 135 \text{ kN} \times 4,79 \text{ m} = 58979,942 \text{ kNm}$$

10.2.1.3 Kombinasi Pembebanan

Dari perhitungan pembebanan diatas, berikut merupakan beban beban yang terjadi pada abutment (terhadap titik O);

Tabel 10.5. Rekapitulasi pembebanan abutment.

No.	Uraian	notasi	V (kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	lengan			Mx (kNm)	My (kNm)
						x	y	z		
1	Beban permanen									
	Struktur atas	M	21482.215		539.796	-	7.5	10	4048.47	
	Abutment	M	22804.2			0,7				16675.416
	Tekanan tanah	PTA		14590.241				5.4		-78183.85
	Tekanan tanah akbt gempa	Ptag		12300.362				4.8		58979.942
2	Beban Lalu Lintas									
	Beban "D"	H	6997.4		227.24		7.5	10	1704.3	
	Beban Rem	TB		592				10		6186.4
	Gaya gesek	Gg		4271.9423				9.6		40797.048
3	Aksi Lingkungan									
	EQ struktur atass	EQ1	643.667	3879.233	311.25		7.5	10	29094.248	3252.5625
	EQ abutment	EQ2		2607.7025	2607.7025			4.8	12503.871	12503.871
	Beban Angin	PD	20.64	37.85	22.89			10	239.2005	395.5325
	Total		51948.122	38279.331	3708.8785				47590.089	60606.923

Dimana:

M = Beban mati (dead load)

H = Beban hidup (live load)

Ta = Tekanan tanah

Gg = Gaya gesek = $0,15 (M + H)$

TB = Gaya Rem (*traffic load*)

P_D = Beban angin (*wind load*)

EQ = Gaya gempa (*earthquake*)

Tag = Tekanan tanah akibat gempa

Hx = $H \parallel$ sumbu jembatan

Hy = $H \perp$ sumbu jembatan

Kombinasi pembebanan yang terjadi menurut RSNI adalah sebagai berikut :

Tabel 10.6. Kombinasi pembebanan abutment.

AKSI	faktor	Kombinasi					
		1	2	3	4	5	6
Beban Permanen/beban mati (M)	Normal	x	x	x	x	x	x
Tekanan Tanah (Ta)	Terkura	x	x	x	x	x	x
Beban lalu lintas Vertikal/lajur (D)	Normal	x	o	o	o	o	-
Beban Lalu lintas Horizontal/rem (R)	Normal	x	o	o	o	o	-
Gesekan perletakan (Gs)		o	o	x	o	o	o
Pengaruh suhu (S)		o	o	x	o	o	o
Aliran sngai/hanyutan (As)		o	-	o	x	o	o
beban angin (Tew)		o	-	o	o	x	o
beban gempa (TeQ)	Normal	-	x	-	-	-	-

Keterangan;

x = Beban yang selalu aktif

o = Beban yang boleh dikombinasikan dengan beban Aktif (x) atauseperti ditunjukkan dalam kombinasi berikut;

1 = Semua beban 'X' + beban 'o' (salah satu) atau

2 = $(1) + 0.7$ beban o

3 = $(1) + 0.5$ beban 'o' + beban 0.5 'o'

Maka kombinasi pembebanan yang mungkin terjadi adalah sebagai berikut;

Tabel 10.7. Kombinasi 1 (M + H + TA).

Beban	V	Hx	Hy	Mx	My
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
Beban Mati	44286.415	0	539.796	4048.47	16675.42
Beban Hidup	6997.4	0	227.24	1704.3	0
Tekanan Tanah	0	14590.241	0	0	-78183.85
Total Kombinasi	51283.815	14590.241	767.036	5752.77	-61508.43

Tabel 10.8. Kombinasi 2 (M + TA + GG + PD).

Beban	V	Hx	Hy	Mx	My
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
Beban Mati	44286.415	0	539.796	4048.47	16675.416
Tekanan Tanah	0	14590.2406	0	0	- 78183.849
Gaya Gesek	0	4271.94225	0	0	40797.0
Beban Angin	20.64	37.85	22.89	239.2005	395.5325
Total Kombinasi	44307.055	18900.0329	562.686	4287.6705	- 20315.852

Tabel 10.9. Kombinasi 3 (Komb.1 + GG + TB + PD).

Beban	V	Hx	Hy	Mx	My
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
Kombinasi I	51283.815	14590.2406	767.036	5752.77	-61508.433
Gaya Gesek	0	4271.94225	0	0	40797.0485
Gaya Rem	0	592	0	0	6186.4
Beban Angin	20.64	37.85	22.89	239.2005	395.5325
Total Kombinasi	51304.455	19492.0329	789.926	5991.9705	-14129.452

Tabel 10.10. Kombinasi 4 (M + TA + EQ + TAg).

Beban	V	Hx	Hy	Mx	My
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m

Beban Mati	44286.415	0	539.796	4048.47	16675.416
Tekanan Tanah	0	14590.2406	0	0	-78183.849
Hg (atas)	643.667	3879.233	311.25	29094.2475	3252.5625
Hg (bawah)	0	2607.7025	2607.7025	12503.87071	12503.8707
Tag	0	12300.3625	0	0	58979.942
Total Kombinasi	44930.082	33377.5386	3458.7485	45646.58821	13227.9421

Tabel 10.11. Kombinasi 5 (M + EQ + GG + PD).

Beban	V	Hx	Hy	Mx	My
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
Beban Mati	44286.415	0	539.796	4048.47	16675.416
Hg (atas)	643.667	3879.233	311.25	29094.2475	3252.5625
Hg (bawah)	0	2607.7025	2607.7025	12503.87071	12503.8707
Gaya Gesek	0	4271.94225	0	0	40797.0485
Beban Angin	20.64	37.85	22.89	239.2005	395.5325
Total Kombinasi	44950.722	10796.7278	3481.6385	45885.78871	73624.4302

Tabel 10.12. Kombinasi 6 (M + TAg).

Beban	V	Hx	Hy	Mx	My
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
Beban Mati	44286.415	0	539.796	4048.47	16675.416
Tag	0	12300.3625	0	0	58979.942
Total Kombinasi	44286.415	12300.3625	539.796	4048.47	75655.358

Dari keenam kombinasi pembebanan diatas maka dapat diketahui gaya gaya maksimum yang bekerja pada abutmen;

$$\begin{aligned}
 V &= 51283.815 \text{ kN} \\
 Hx &= 33377.539 \text{ kN} \\
 Hy &= 3481.639 \text{ kN} \\
 Mx &= 45885.789 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$M_y = 75655.358 \text{ kNm}$$

10.2.2 Kontrol Stabilitas Abutment

10.2.2.1 Kontrol Terhadap Guling

$$M_{\text{guling}} = 78183.849 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{penahan}} = 142240.653 \text{ kNm}$$

Syarat Kestabilan:

$$\begin{aligned} SF &= \frac{\sum M_{\text{penahan}}}{\sum M_{\text{Guling}}} > 1,5 \\ &= \frac{78183.849 \text{ kNm}}{142240.653 \text{ kNm}} > 1,5 \\ &= 1.819 > 1,5 \\ &\text{(MEMENUHI)} \end{aligned}$$

10.2.2.2 Kontrol Terhadap Geser

Syarat kestabilan

$$SF = \frac{\sum R_h}{\sum P} \geq 1,5$$

Dimana:

$$\sum R_h = ca \cdot A + W \cdot \text{tg } \delta$$

$$\begin{aligned} ca &= ad \times c \rightarrow ad = 0,65 \text{ (adhesi tanah dengan dasar dinding)} \\ &= 0,65 \times 11,5 \text{ kN/m}^2 = 7.475 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= \text{Luas dasar abutment} \\ &= 11 \text{ m} \times 15 \text{ m} = 165 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W &= \text{berat total abutment dan beban di atasnya} \\ &= 44286.415 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{tg } \delta &= \text{koefisien gesek antara tanah dasar dengan abutment} \\ &= \tan 27^\circ = 0.510 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SF &= \frac{7,745 \text{ kN/m}^2 \times 165 \text{ m}^2 + 44286.415 \text{ kN} \times 0.510}{33377.539 \text{ kN}} \geq 1,5 \\ &= 0,7 < 1,5 \\ &\text{(TIDAK MEMENUHI)} \end{aligned}$$

Karena abutmen tidak dapat menahan gaya geser yang terjadi, maka perlu perencanaan pondasi tiang pancang untuk mengatasinya.

10.2.3 Penulangan Dinding Abutment

10.2.3.1 Data perencanaan penulangan:

- Tulangan lentur = D32
- Tulangan confinement = Ø16
- Tebal dinding (b) = 2000 mm
- Lebar dinding (L) = 15000 mm
- Tebal selimut = 75 mm
- Fc' = 30 MPa
- fy = 400 MPa

Hasil analisa gaya pada dinding abutment

- V = 51283.815 kN
- Hx = 33377.539 kN
- Hy = 3481.639 kN
- Mx = 45885.789 kNm
- My = 75655.358 kNm

10.2.3.2 Tulangan Tranversal dan Longitudinal

Cek kelangsingan kolom

$\frac{k \times l_u}{r} < 22$

Dimana;

Tabel 10.13. Faktor kelangsingan (k).

	Kolom Tak Bergesang			Kolom Bergesang		
Bentuk tekuk						
Faktor panjang efektif (k)	0.70	0.85	1.00	1.2	2.2	2.2
Simbol untuk keadaan penahan ujung	= Rotasi terjepit, translasi terjepit	= Rotasi bebas, translasi terjepit	= Rotasi terjepit, translasi bebas	= Rotasi terjepit, translasi bebas	= Rotasi bebas, translasi terjepit	= Rotasi bebas, translasi bebas

k = 1,2 (Jepit bebas)

Momen inersia (arah x)

$$\begin{aligned}
 I_{gx} &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 2000 \times 7950^3 = 8,37 \times 10^{13} \text{ mm}^4 \\
 0,7 I_{gx} &= 0,7 \times 8,37 \times 10^{13} \text{ mm}^4 = 5,86 \times 10^{14} \text{ mm}^4 \\
 \beta d &= \frac{M_x}{M_y} = \frac{45885.789 \text{ kNm}}{75655.358 \text{ kNm}} = 0.606510764 \\
 I_{gx} &= \frac{0,7 \times I_{gx}}{1 \times \beta d} \\
 &= \frac{5,86 \times 10^{14} \text{ mm}^4}{1 \times 0,607} = 3,65 \times 10^{13} \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Momen inersia (arah y)

$$\begin{aligned}
 I_{gy} &= \frac{1}{12} \times h \times b^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 7950 \times 2000^3 = 5,3 \times 10^{12} \text{ mm}^4 \\
 0,7 I_{gy} &= 0,7 \times 5,3 \times 10^{12} \text{ mm}^4 = 3,71 \times 10^{12} \text{ mm}^4 \\
 \beta d &= \frac{M_x}{M_y} = \frac{44676.361 \text{ kNm}}{75442.554 \text{ kNm}} = 0,59 \\
 I_{gy} &= \frac{0,7 \times I_{gy}}{1 \times \beta d} \\
 &= \frac{3,71 \times 10^{12} \text{ mm}^4}{1 \times 0,59} = 2,33 \times 10^{12} \text{ mm}^4 \\
 A_g &= 7950 \times 2000 = 15900000 \text{ mm}^2 \\
 r &= \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2,33 \times 10^{12} \text{ mm}^4}{15900000 \text{ mm}^2}} = 442.0386589 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka;

$$\frac{k \times l_u}{r} < 22$$

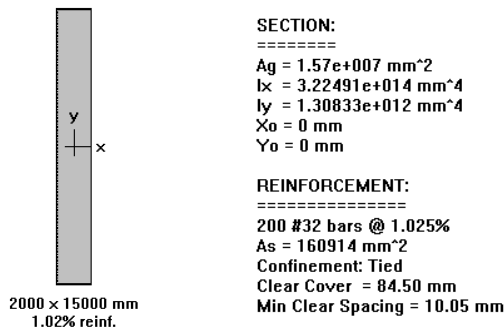
$$\frac{1,2 \times 7,95}{0,442} < 22$$

$$21.582 < 22$$

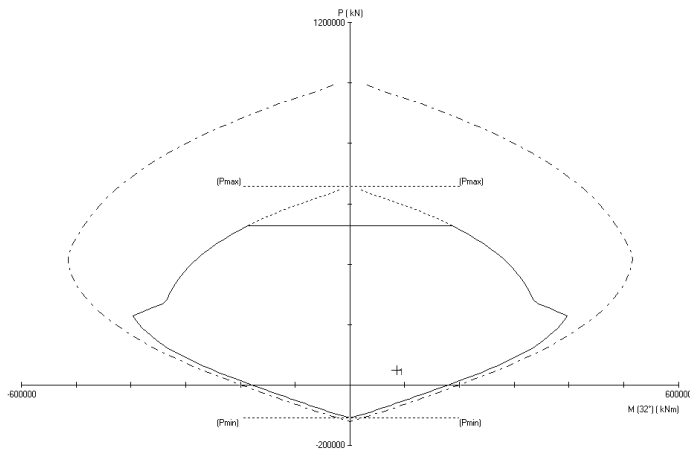
(Kolom pendek, tidak perlu penambahan momen)

Dari hasil analisa gaya dalam diatas, bisa dilihat bahwa dinding abutment menerima gaya aksial yang cukup besar sekaligus momen dan juga gaya lateral. Sehingga abutment berperilaku seperti kolom. Maka pada perhitungan penulangan digunakan bantuan program bantu SPColoumn.

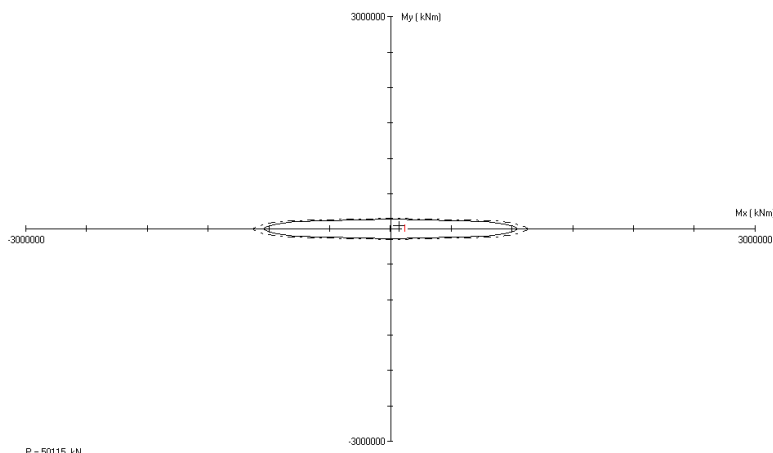
Menurut RSNI T-12-2004 ps. 5.7.8.1 bahwa rasio dari tulangan memanjang kolom harus tidak kurang dari 0,01 A_g dan tidak melebihi 0,08 A_g .



Gambar 10.8. Desain penulangan dinding abutment.



Gambar 10.9. Diagram Mx-My.



Gambar 10.10. Diagram P.

Concrete: User-defined

f'c = 30 MPa

Ec = 25743 MPa

fc = 30 MPa

Eps_u = 0.003 mm/mm

Beta1 = 0.83245

Steel: User-defined

fy = 400 MPa

Es = 200000 MPa

Eps_yt = 0.00206897 mm/mm

Section:

Rectangular: Width = 2000 mm

Depth = 15000 mm

Gross section area, Ag = 3e+007 mm^2

Ix = 5.625e+014 mm^4

rx = 4330.13 mm

Xo = 0 mm

Iy = 1e+013 mm^4

ry = 577.35 mm

Yo = 0 mm

Reinforcement:

Bar Set: User-defined

Size	Diam (mm)	Area (mm^2)	Size	Diam (mm)	Area (mm^2)	Size	Diam (mm)	Area (mm^2)	Size	Diam (mm)	Area (mm^2)
# 10	10	71	# 13	13	129	# 16	16	199			
# 19	19	284	# 22	22	387	# 25	25	510			
# 29	29	645	# 32	32	805	# 36	36	1006			
# 43	43	1452	# 57	57	2581						

Confinement: Tied; #10 ties with #32 bars, #13 with larger bars.

phi(a) = 0.9, phi(b) = 0.9, phi(c) = 0.65

Layout: Rectangular

Pattern: Sides Different (Cover to transverse reinforcement)

Total steel area: As = 305738 mm^2 at rho = 1.02%

Minimum clear spacing = 14 mm

	Top	Bottom	Left	Right
Bars	40 #32	40 #32	150 #32	150 #32
Cover(mm)	75	75	75	75

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMux kNm	PhiMuy kNm	PhiMn/Mu	NA depth	Dt depth	eps_u	Phi
1	50115.10	72128.99	45244.96	211546.25	132698.42	2.933	537	2582	0.01744	0.900

*** End of output ***

Gambar 10.11. Hasil analisa *running* dinding abutment.

Rangkuman hasil *running* SPColoumn

Dimensi abutment;

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$h = 15000 \text{ mm}$$

$$A_g = 3 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$I_x = 5,12 \times 10^{13} \text{ mm}^4$$

$$I_y = 7,08 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

Mutu bahan;

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$E_{sc} = 25743 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Penulangan;

$$\rho = 0,01025$$

200 D32

$$A_s = 85176 \text{ mm}^2$$

10.2.3.3 Tulangan Confinement

Total luas penampang tulangan confinement;

$$\frac{A_{sh1}}{s} = 0,3 \left(\frac{h_c \times f_c'}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$\frac{A_{sh2}}{s} = 0,1 \left(\frac{h_c \times f_c'}{f_{yt}} \right)$$

Dimana;

$$h_c = 2000 - 2 \times 75 + 0,5 \times 16 = 1842 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (2000 - 2 \times 75) \times (15000 - 2 \times 75)$$

$$= 27472500 \text{ mm}^2$$

$$A_g = b_w \times h_w$$

$$= 2000 \text{ mm} \times 15000 \text{ mm} = 3 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

Maka;

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh1}}{s} &= 0,3 \left(\frac{1842 \text{ mm} \times 30 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} \right) \left(\frac{3 \cdot 10^7 \text{ mm}^3}{27472500 \text{ mm}^2} - 1 \right) \\ &= 3,813 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\frac{A_{sh2}}{s} = 0,1 \left(\frac{1842 \text{ mm} \times 30 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} \right)$$

$$= 12,434 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Nilai Ash yang menentukan adalah = 12,434 12,434 mm²/mm

Dipakai $s = 150 \text{ mm}$

$$A_{sh} = 1865,025 \text{ mm}^2$$

Dipasang D16-10 kaki

$$\begin{aligned} A_{sh_{\text{perlu}}} &= 10 \times \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= 10 \times \frac{1}{4} \pi 16^2 = 2010,619 \text{ mm}^2 > A_{sh} \\ &\text{(MEMENUHI)} \end{aligned}$$

Kontrol geser

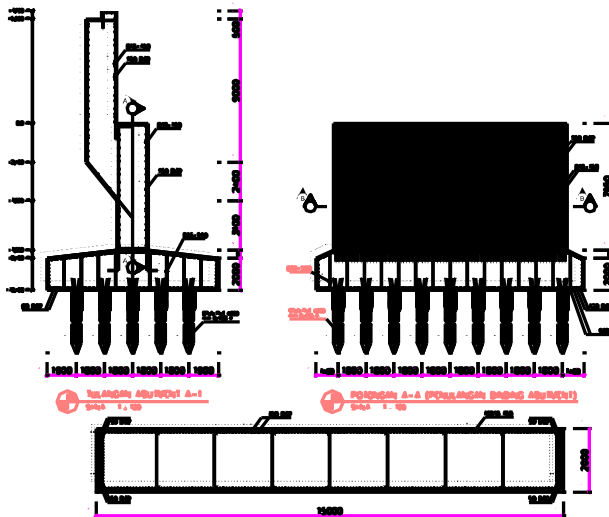
$$\begin{aligned} V_{c_{\text{max}}} &= 1 + \frac{N_u \times f_{c'}}{14 \times A_g} b_w \times d \\ &= 1 + \frac{33377.539 \text{ kN} \times 30}{14 \times 22500000} 15000 \times 14700 \\ &= 2,17 \times 10^8 \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 2,17 \times 10^8 = 1,3 \times 10^8$$

Syarat;

$$\begin{aligned} \phi V_c &> V_u \\ 1,3 \times 10^8 \text{ kN} &> 33377.539 \text{ kN} \end{aligned}$$

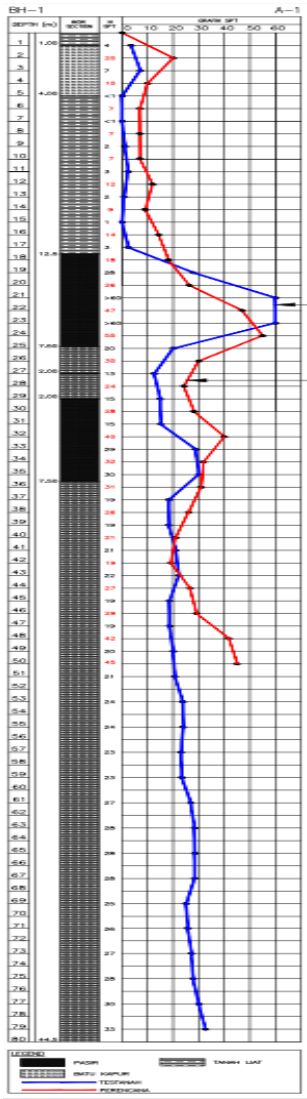
(MEMENUHI)



Gambar 10.12. Detail penulangan dinding abutment.

10.2.4 Perencanaan Kebutuhan Pondasi

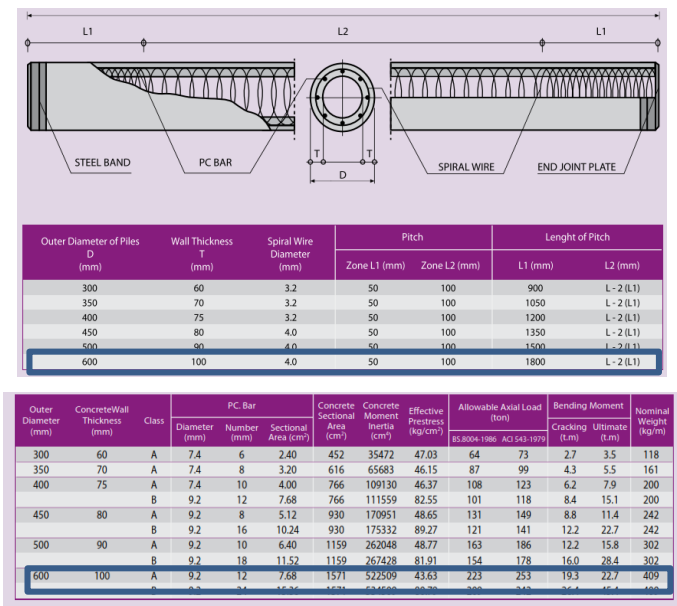
Pada perencanaan pondasi abutment digunakan pondasi tiang pancanag, dengan analisa data tanah asli merupakan hasil dari Standart Penetration Test (SPT) di titik BH-1 yang dilakukan sedalam 60 meter.



Gambar 10.13. Data tanah BH-1.

10.2.4.1 Tiang Pancang

Perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang meliputi kapasitas aksial dari kekuatan daya dukung tanah yang ada dengan menggunakan metode Luciano Decourt. Tiang pancang yang digunakan adalah pre-tensioned spun concrete piles produksi PT. WIKA Beton dengan spesifikasi sebagai berikut;



Gambar 10.14. Spesifikasi tiang pancang (PT WIKA Beton).

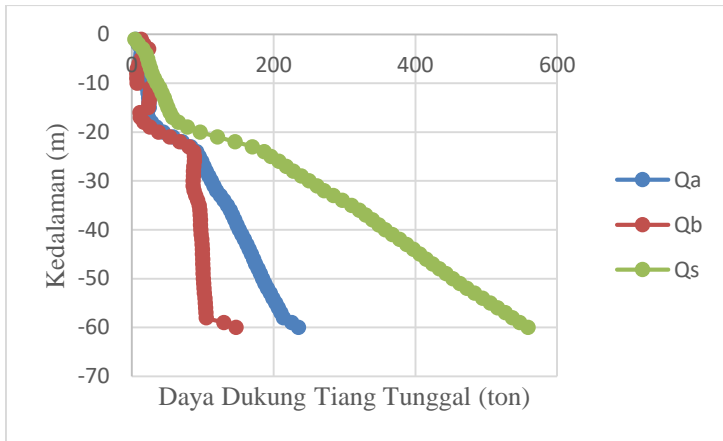
Daya dukung tiang pancang

Pada bagian ini akan dilakukan perhitungan daya dukung sebuah tiang pondasi (QL, Ton) dan control kekuatan materialnya. Untuk aspek bearing capacity, perhitungan dilakukan berdasarkan hasil SPT test di titik BH-1. Daya dukung tiang berdasarkan hasil SPT dengan metode Luciano Decourt.

Berikut merupakan perhitungan daya dukung tiang yang disajikan dalam bentuk tabel.

Tabel 10.14. Daya dukung tiang BH-1.

Jenis Tana h	Dept h (m)	N	N'	α	β	K	A_p (m ²)	A_s (m ²)	N _p	N _s	Q _b (t)	Q _s (t)	SF P	Sf S	Q _a
Lempun g	1	4	4	1	1	12	0.28	1.89	4.0	4	13.58	4.4	3	3	5.99
	2	5	5	1	1	12	0.28	3.77	5.0	4.5	16.97	9.43	3	3	8.8
	3	7	7	1	1	12	0.28	5.66	7.0	5.33	23.76	15.7	3	3	13.2
	4	4	4	1	1	12	0.28	7.54	5.5	5	18.67	20.1	3	3	12.9
	5	1	1	1	1	12	0.28	9.43	4.0	4.2	13.58	22.6	3	3	12.1
	6	0	0	1	1	12	0.28	11.3	3.0	3.5	10.18	24.5	3	3	11.6
	7	0	0	1	1	12	0.28	13.2	2.4	3	8.146	26.4	3	3	11.5
	8	1	1	1	1	12	0.28	15.1	2.2	2.75	7.354	28.9	3	3	12.1
	9	2	2	1	1	12	0.28	17	2.1	2.67	7.273	32.1	3	3	13.1
Pasir	10	3	3	1	1	12	0.28	18.9	2.3	2.7	7.637	35.8	3	3	14.5
	11	3	3	1	1	40	0.28	20.7	2.3	2.73	26.4	39.6	3	3	22
	12	2	2	1	1	40	0.28	22.6	2.3	2.67	26.02	42.7	3	3	22.9
	13	2	2	1	1	40	0.28	24.5	2.3	2.62	25.71	45.9	3	3	23.9
	14	1	1	1	1	40	0.28	26.4	2.2	2.5	24.51	48.4	3	3	24.3
	15	1	1	1	1	40	0.28	28.3	2.1	2.4	23.5	50.9	3	3	24.8
	16	2	2	1	1	20	0.28	30.2	2.1	2.38	11.72	54.1	3	3	21.9
	17	3	3	1	1	20	0.28	32.1	2.1	2.41	12.07	57.8	3	3	23.3
	18	17	10	1	1	20	0.28	33.9	3.1	2.84	17.33	66.1	3	3	27.8
Lana u Ber pasir	19	28	17	1	1	20	0.28	35.8	4.5	3.58	25.62	78.6	3	3	34.7
	20	43	26	1	1	20	0.28	37.7	6.7	4.69	37.71	96.7	3	3	44.8
	21	60	36	1	1	20	0.28	39.6	9.5	6.18	53.59	121	3	3	58.3
	22	60	36	1	1	20	0.28	41.5	12.0	7.54	67.89	146	3	3	71.2
	23	60	36	1	1	20	0.28	43.4	14.3	8.77	80.82	170	3	3	83.7
	24	40	24	1	1	20	0.28	45.3	15.5	9.41	87.43	187	3	3	91.5
	25	20	12	1	1	20	0.28	47.1	15.7	9.51	88.55	197	3	3	95.1
	26	15	15	1	1	20	0.28	49	15.6	9.72	88.39	208	3	3	98.8
	27	13	13	1	1	20	0.28	50.9	15.5	9.84	87.8	218	3	3	102
	28	13	13	1	1	20	0.28	52.8	15.4	9.96	87.25	228	3	3	105
	29	15	15	1	1	20	0.28	54.7	15.4	10.1	87.16	239	3	3	109
	30	14	14	1	1	20	0.28	56.6	15.4	10.3	86.88	250	3	3	112
	31	15	15	1	1	20	0.28	58.5	15.3	10.4	86.81	261	3	3	116
	32	22	13	1	1	20	0.28	60.3	15.6	10.5	88.06	272	3	3	120
	33	29	17	1	1	20	0.28	62.2	16.0	10.7	90.51	284	3	3	125
	34	29	17	1	1	20	0.28	64.1	16.4	10.9	92.81	297	3	3	130
	35	30	18	1	1	20	0.28	66	16.8	11.1	95.14	310	3	3	135
	36	24	14	1	1	20	0.28	67.9	17.0	11.2	96.34	321	3	3	139
	37	19	11	1	1	20	0.28	69.8	17.1	11.2	96.66	330	3	3	142
	38	19	11	1	1	20	0.28	71.7	17.1	11.2	96.96	339	3	3	145
	39	19	11	1	1	20	0.28	73.5	17.2	11.2	97.24	348	3	3	149
	40	20	12	1	1	20	0.28	75.4	17.3	11.2	97.66	358	3	3	152
	41	21	13	1	1	20	0.28	77.3	17.4	11.3	98.2	368	3	3	155
	42	22	13	1	1	20	0.28	79.2	17.5	11.3	98.86	378	3	3	159
	43	22	13	1	1	20	0.28	81.1	17.6	11.4	99.48	388	3	3	163
	44	20	12	1	1	20	0.28	83	17.6	11.4	99.81	398	3	3	166
	45	19	11	1	1	20	0.28	84.9	17.7	11.4	99.99	407	3	3	169
	46	19	11	1	1	20	0.28	86.7	17.7	11.4	100.2	416	3	3	172
	47	19	11	1	1	20	0.28	88.6	17.7	11.4	100.3	425	3	3	175
	48	20	12	1	1	20	0.28	90.5	17.8	11.4	100.6	434	3	3	178
	49	20	12	1	1	20	0.28	92.4	17.8	11.4	100.9	444	3	3	181
	50	20	12	1	1	20	0.28	94.3	17.9	11.4	101.1	453	3	3	185
	51	21	13	1	1	20	0.28	96.2	17.9	11.4	101.5	463	3	3	188
	52	22	13	1	1	20	0.28	98.1	18.0	11.5	101.9	473	3	3	192
	53	24	14	1	1	20	0.28	99.9	18.1	11.5	102.6	484	3	3	195
	54	24	14	1	1	20	0.28	102	18.3	11.6	103.2	495	3	3	199
	55	24	14	1	1	20	0.28	104	18.4	11.6	103.9	506	3	3	203
	56	23	14	1	1	20	0.28	106	18.4	11.7	104.3	516	3	3	207
	57	23	14	1	1	20	0.28	107	18.5	11.7	104.8	527	3	3	211
	58	22	13	1	1	20	0.28	109	18.6	11.7	105.2	537	3	3	214
	59	23	14	1	1	20	0.28	111	23.0	11.8	130.1	548	3	3	226
	60	26	16	1	1	20	0.28	113	26.0	11.8	147.1	559	3	3	235



Gambar 10.15. Grafik daya dukung ijin aksial tekan tiang tunggal.

Dalam tiang pancang:

Allowable axial = 223 t
 Kedalaman rencana = 58 m
 Q_L = 214,071 t

Syarat;
 214,071 t < 223 t
 (MEMENUHI)

Contoh perhitungan daya dukung tiang (Qultimate) pada kedalaman 58 meter;

Harga N koreksi (N')

Berdasarkan perumusan Terzaghi & Peck sebagai berikut;

$$\begin{aligned} N' &= 15 + 0,5(N - 15) && \text{(Terzaghi \& Peck, 1960)} \\ &= 15 + 0,5(22 - 15) = 19 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N' &= 0,6 \times N && \text{(Bazaraa, 1967)} \\ &= 0,6 \times 22 = 13 \end{aligned}$$

Diambil nilai terkecil $N' = 13$

Daya dukung tiang (Q_L)

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Dimana;

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi tiang

Q_p = Daya dukung dasar pondasi

$$= \alpha \times (N_p \times K) A_p$$

Dimana;

$$N_p = \sum_{i=1}^n \frac{N_i}{N}$$

$$= 18,6$$

K = koefisien karakteristik

= 20 t/m² (Lanau berlempung)

A_p = Luas penampang dasar tanah

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,6^2 = 0,283$$

$$\alpha = 1$$

Tabel 10.15. Nilai α dan β untuk tiang pondasi.

Pile/Soil	Clay		Inter-Soil		Sands	
	α	β	α	β	α	β
Driven Pile	1	1	1	1	1	1
Bored Pile	0.9	0.8	0.6	0.65	0.5	0.5
Injected Pile	1	3	1	3	1	3

Sumber: Decourt & Quaresma, 1978 & Decourt et al, 1996

$$Q_p = 1 \times (18,6 \times 20) 0,283$$

$$= 105,162 \text{ t}$$

$$Q_s = \beta \times \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) A_s$$

Dimana;

N_s = Harga rata-rata sepanjang tiang tertanam,
dengan batasan 8D atas – 4D bawah

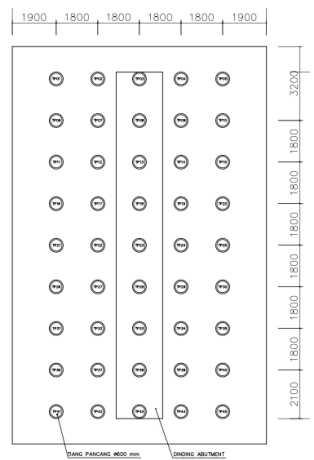
$$= 4,8 \text{ m} - 57,6 \text{ m} = 12$$

$\beta = 3$
 $A_s = \text{Luas selimut (m}^2\text{)}$
 $= \text{Keliling tiang} \times \text{panjang tertanam}$
 $= 1,9 \text{ m} \times 58 \text{ m} = 109,371 \text{ m}^2$
 $Q_s = 3 \times \left(\frac{12}{3} + 1\right) 109,371$
 $= 538,330 \text{ t}$

Jadi;
 $Q_L = Q_p + Q_s$
 $= 105,162 \text{ t} + 538,330 \text{ t}$
 $= 643,492 \text{ t}$
 $Q_{ul} = \frac{Q_L}{3}$
 $= \frac{643,492 \text{ t}}{3} = 214,497 \text{ t}$

Jarak tiang pancang $= 3D$
 $= 3 \times 0,6 \text{ m} = 1,8 \text{ m}$

Berat pondasi tiang pancang



Gambar 10.16. Jumlah rencana pondasi tiang pancang.
Beban vertikal yang bekerja

$$P = 51283.815 \text{ kN}$$

Dimana;

$$n = 45$$

$$L = 58 \text{ m}$$

$$\Phi = 0,6 \text{ m}$$

$$t = 0,1 \text{ m}$$

$$A_p = \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$= \frac{1}{4} \pi 0,6^2 = 0.157 \text{ m}^2$$

$$W_p = n \times L \times A_p \times B_j$$

$$= 45 \times 58 \text{ m} \times 0,157 \text{ m}^2 \times 24000 \text{ N/m}^3$$

$$= 9843428,571 \text{ N}$$

$$= 9843,429 \text{ kN}$$

Maka;

$$P_u = W_p + P$$

$$= 61127,244 \text{ kN}$$

Kapasitas daya dukung tiang terefisiensi

$$Q_{UL \text{ grup}} = Q_L \times n \times E_g$$

Dimana;

$$Q_{UL} = 214,497 \text{ t}$$

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n}$$

$$= 1 - \arctan\left(\frac{0,6}{1,8}\right) \times \frac{(4)9 + (8)5}{90 \times 5 \times 9} = 0,942$$

$$n = 45$$

maka;

$$Q_{UL \text{ grup}} = Q_L \times n \times E_g$$

$$= 214,497 \text{ t} \times 45 \times 0,942 = 9071,368 \text{ t}$$

$$= 90713,68 \text{ t kN}$$

Syarat;

$$61127,244 \text{ kN} < 90713,68 \text{ t kN}$$

(MEMENUHI)

Kontrol beban maksimum 1 tiang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan:

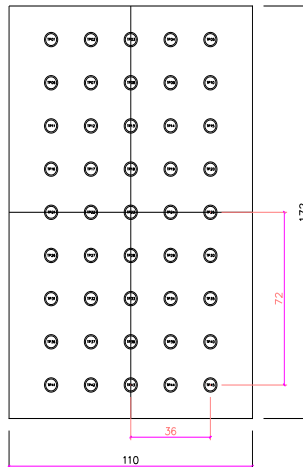
$$P_{\pm} = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x \times x_{max}}{E x^2} \pm \frac{M_y \times y_{max}}{E y^2}$$

Dimana;

$$V = 51283.815 \text{ kN}$$

$$M_x = 45885.789 \text{ kNm}$$

$$M_y = 75655.358 \text{ kNm}$$



Gambar 10.17. Jarak terhadap garis netral maksimum 1 tiang.

$$n = 45$$

$$x_{max} = 3,6 \text{ m}$$

$$y_{max} = 7,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \sum x^2 &= 2 \times (9 \times 3,6^2 + 9 \times 1,8^2) \\ &= 226,8 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\sum y^2 = 2 \times (5 \times 5,7^2 + 5 \times 3,9^2 + 5 \times 2,1^2)$$

$$= 972 \text{ m}^2$$

Jadi;

$$P_{\pm} = \frac{51283.815}{35} \pm \frac{45885.789 \times 3,6}{226,8} \pm \frac{75655.358 \times 7,2}{972}$$

$$P_{\max} = 2428,396 \text{ kN}$$

$$P_{\min} = -149,116 \text{ kN}$$

$$n \times P_{\max} = 45 \times 2428,396 \text{ kN} = 109277.831 \text{ kN}$$

Kontrol keruntuhan tanah akibat lateral tiang:

Daya dukung terhadap gaya lateral direncanakan berdasarkan metode Broms:

Menentukan tiang panjang atau pendek, digunakan faktor kekakuan R.

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p \times I_p}{k h \times D}}$$

Dimana;

E_p = modulus elastisitas tiang

$$= 4700 \times \sqrt{f'c'}$$

$$= 4700 \times \sqrt{30} = 27805,575 \text{ MPa}$$

$$I_p = \frac{1}{64} \pi (600.4 - 400.4) = 5,1 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$C_u = 6 \times N$$

$$= 6 \times 13,2 = 79,2 \text{ kN/m}^2$$

$$k h = 67 \times \frac{C_u}{D}$$

$$= 67 \times \frac{79,2}{0,6} = 0,009 \text{ N/mm}^3$$

Jadi;

$$R = \sqrt[4]{\frac{27805,575 \text{ MPa} \times 5 \times 10^9 \text{ mm}^4}{0,009 \text{ N/mm}^3 \times 600}} = 2274,227 \text{ mm}$$

Kedalaman tiang;

$$L = 58000 \text{ mm} > 3,5 R = 3,5 \times 2274,227 \text{ mm} = 7959.794 \text{ mm}$$

Tergolong tiang panjang (tiang lebih dahulu patah).

Jenis tanah adalah lempung berlanau dan tergolong tanah kohesif dengan pile terjepit pada bagian kepala (*fixed head*);

$$M_y = 454 \text{ kNm} \quad (\text{Bending momen ultimate})$$

$$C_u = 79,2 \text{ kN/m}^2$$

Menentukan M_{\max} untuk tiang panjang;

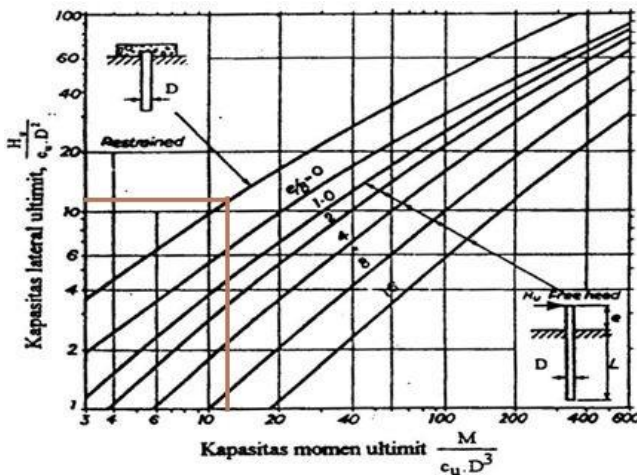
$$M_{\max} = H_u \times (e + 1,5D \times 0,5f)$$

Dimana;

$$e = 0,25 \text{ (tiang panjang)}$$

$$e/d = 0,2/0,6 = 0,333$$

$$\frac{M_y}{c_u \cdot d^2} = \frac{454}{79,2 \times 0,6^2} = 26.539$$



Gambar 10.18. Tahanan lateral ultimit tiang (Broms, 1964a).

$$\frac{H_u}{c_u \cdot d^2} = 15$$

$$H_u = 15 \times 79,2 \text{ kN/m}^2 \times (0,6 \text{ m})^2 = 427,68 \text{ kN}$$

$$H = 33377,539 \text{ kN}$$

$$f = \frac{H}{9 \times C_u \times d}$$

$$= \frac{33377,539 \text{ kN}}{9 \times 79,2 \text{ kN/m}^2 \times 0,6 \text{ m}} = 78 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka } M_{\max} &= 427,68 \text{ kN} \times (0,2 + 1,5 \cdot 0,6 \text{ m} \times 0,578 \text{ m}) \\ &= 17149,968 \text{ kNm} > M_y = 454 \text{ kNm} \\ &\text{(MEMENUHI)} \end{aligned}$$

Karena $M_{\max} > M_y$ tidak terjadi keruntuhan tanah akibat beban lateral tiang.

Kontrol defleksi tiang pancang

Defleksi dihitung menggunakan metode Broms;

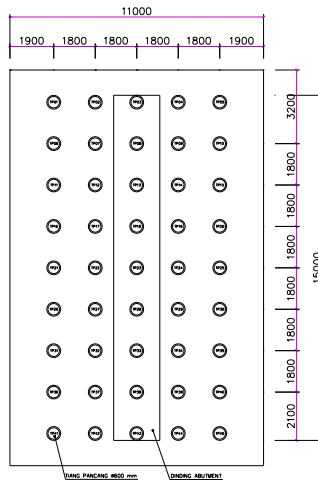
$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{\frac{kh \times d}{4 \times Ep \times Ip}} \\ &= \sqrt[4]{\frac{0,009 \text{ N/mm}^3 \times 600}{4 \times 27805,575 \text{ MPa} \times 5 \times 10^9 \text{ mm}^4}} = 5,529 \cdot 10^{-5} \\ \beta &= 5,529 \cdot 10^{-5} \times 58000 \text{ mm} = 3,21 > 1,5 \\ &\text{(berkelakuan seperti tiang panjang)} \end{aligned}$$

Maka;

$$\begin{aligned} y_0 &= \frac{H \times D}{kh \times D} \\ &= \frac{109961,617 \times 5,529 \cdot 10^{-5}}{0,009 \times 0,6} = 1,15 \text{ mm} < 10 \text{ mm (McNulty, 1956)} \\ &\text{(MEMENUHI)} \end{aligned}$$

10.2.4.2 Pile Cap

Data perencanaan

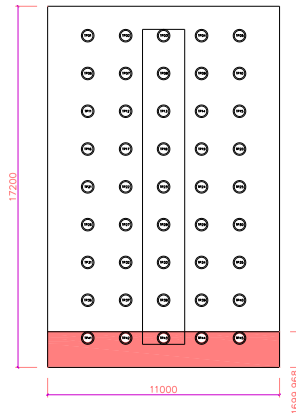


Gambar 10.19. Denah pile cap.

Panjang pile cap	(l)	= 11 m
Lebar pile cap	(b)	= 15 m
Tebal pile cap	(t)	= 2 m
Dimensi kolom		= 2×15 m
Jumlah tiang pancang grup	(n)	= 35
Mutu beton	(f_c')	= 55 MPa
Tulangan lentur	(D)	= 32 mm
Tulangan sengkang	(ϕ)	= 16 mm
Selimut beton		= 75 mm
d'		= $2000 - 75 - (0,5 \cdot 32) - 16$
		= 1818 mm
Pu grup		= 51283,815 kN
P_{maz} 1 tiang		= 3848,657 kN

Kontrol punch shear

Geser satu arah (*One-way shear*)



Gambar 10.20. Geser satu arah.

Gaya ultimate pile;

$$P_{u_{pile}} = \frac{P_u + W_{g_{poer}}}{n}$$

Dimana;

$$W_{g_{poer}} = 11 \text{ m} \times 17,2 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 9081,6 \text{ kN}$$

Maka;

$$P_{u_{pile}} = \frac{51283,815 \text{ kN} + 9081,6 \text{ kN}}{45} \\ = 1341,454 \text{ kN}$$

$$P_{u_{reduce}} = \frac{a}{\phi} P_{u, pile} = \frac{600}{600} \times 1341,454 \text{ kN} = 1341,454 \text{ kN}$$

Pada daerah yang kritis gaya dari dua pile (reduced) dan berat sendiri pile cap. Sehingga gaya geser pada one-way shear adalah:

$$V_u = 5 \times P_{u_{reduce}} - \text{Berat pile cap asiran} \\ = 5 \times 1341,454 \text{ kN} - (24 \text{ kN/m}^3 \times 1,7 \text{ m} \times 11 \text{ m} \times 2 \text{ m}) \\ = 5809,668 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times \sqrt{f_c'} \times b_0 \times d \\ = 0,75 \times \sqrt{55 \text{ MPa}} \times 11000 \text{ mm} \times 1818 \text{ mm} \\ = 111231853 \text{ N} = 111231,853 \text{ kN}$$

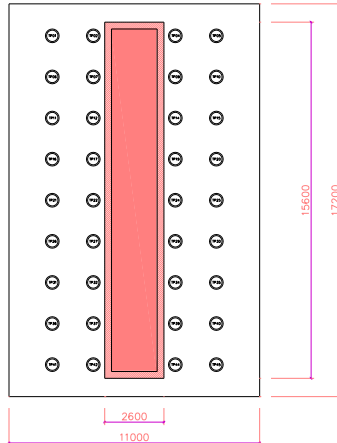
Syarat;

$$\phi V_c > V_u$$

$$111231,853 \text{ kN} > 5809,668 \text{ kN}$$

(MEMENUHI)

Geser dua arah (*Two-way shear*)



Gambar 10.21. Geser dua arah.

Bagian geser adalah pada $d/2$ dari muka kolom, seperti pada gambar dibawah.

Tegangan geser pada punching area;

$$\tau_u = \frac{P_{upunch}}{U \times d}$$

Dimana;

$$a1 = 2,6 \text{ m}$$

$$b1 = 15 \text{ m}$$

$$U = 2(a1 + b1)$$

$$= 35,2 \text{ m}$$

$$P_{upunch} = P_u + W_{poerarsir} - n P_{u,pilearsir}$$

$$= 51283,8 + (24 \times 2,6 \times 11 \times 2) - (45 \times 0,375 \times 1341,45)$$

$$= 300196,631 \text{ kN}$$

Maka;

$$\tau_u = \frac{300196,631 \text{ kN}}{35,2 \text{ m} \times 0,6 \text{ m}} = 1,42 \text{ MPa}$$

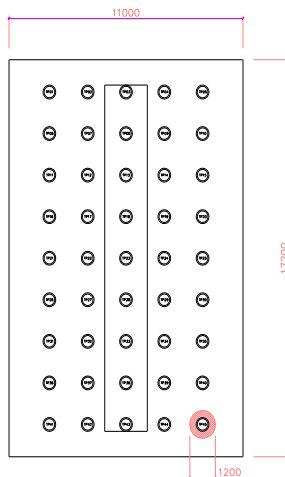
$$P_{u_{\text{reduce}}} = \frac{a}{\phi} P_{u, \text{pile}} = \frac{600}{600} \times 1341,454 \text{ kN} = 1341,454 \text{ kN}$$

Kekuatan beton dipilih dari yang terkecil sebagai berikut;

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c} \times b_0 \times d \\ &= \frac{1}{3} \times \sqrt{55 \text{ MPa}} \times 11000 \text{ mm} \times 1818 \text{ mm} \\ &= 49436379,12 \text{ N} \\ &= 49436,379 \text{ kN} > P_{u, \text{punch}} = 300196,631 \text{ kN} \\ &\text{(MEMENUHI)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_c &= \frac{1}{3} \times \lambda \times \sqrt{f'c} \\ &= \frac{1}{3} \times 1 \times \sqrt{55 \text{ MPa}} \\ &= 2,45 \text{ MPa} > \tau_u = 1,42 \text{ MPa} \\ &\text{(MEMENUHI)} \end{aligned}$$

Geser pons satu pile



Gambar 10.22. Geser pons satu pile.

Tegangan geser ultimate pada punching area;

$$\tau_u = \frac{P_{u,pile}}{U \times d}$$

Dimana;

$$\begin{aligned} U_{arsir} &= \pi \times d \\ &= \pi \times 1,2 \text{ m} = 3,771 \text{ m} \end{aligned}$$

$$P_{u,pile} = 1341,45 \text{ kN}$$

Maka;

$$\tau_u = \frac{1691,5 \text{ kN}}{3,771 \text{ m} \times 1,2 \text{ m}} = 0,374 \text{ MPa}$$

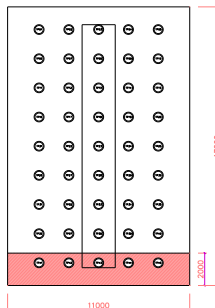
Syarat;

$$\begin{aligned} \tau_c &= \frac{1}{3} \times \lambda \times \sqrt{f'c'} \\ &= \frac{1}{3} \times 1 \times \sqrt{55 \text{ MPa}} \\ &= 2,45 \text{ MPa} > \tau_u = 0,374 \text{ MPa} \\ &(\text{MEMENUHI}) \end{aligned}$$

Desain penulangan pile cap

Arah X

Penampang kritis terletak dari muka dinding kolom sampai tepi pile cap. Penampang kritis ditunjukkan dengan bagian arsiran pada gambar berikut;



Gambar 10.23. Penulangan pile cap arah X.

Momen ultimate;

$$Mu = n_x \times Pu_{\text{reduce}} \times X_{p1} - Wu \times X_{\text{poer}}$$

Dimana;

n_x = jumlah pile pada baris memanjang pertama dari muka dinding abutment pada daerah arsir = 5 pile

$$Pu_{\text{reduce}} = \frac{a}{\emptyset} Pu_{\text{pile}} = \frac{600}{600} \times 1341,45 \text{ kN} = 1341,45 \text{ kN}$$

X_{p1} = jarak titik berat pile baris memanjang pertama dari muka kolom ke muka dinding abutment dalam arah $x = 1 \text{ m}$.

X_{poer} = jarak titik berat penampang kritis pile cap ke muka abutment dalam arah $x = 2 \text{ m}$

$$\begin{aligned} Wu &= \text{berat penampang kritis pile cap} \\ &= 1 \times b \times t \times BJ \\ &= 17,2 \text{ m} \times 11 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 825,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka;

$$\begin{aligned} Mu &= 5 \times 1341,5 \text{ kN} \times 1 \text{ m} - 825,6 \text{ kN} \times 2 \text{ m} \\ &= 10421,883 \text{ kNm} = 10421883000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 \\ m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \times 55 \text{ MPa}} \\ &= 8,56 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mu}{\emptyset \times b \times d \times x^2} \\ &= \frac{10421883000 \text{ Nmm}}{0,85 \times 11000 \text{ mm} \times (1818 \text{ mm})^2} \\ &= 0.3185 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} = 0,0035$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 55 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} \left[\frac{600}{600 + 400 \text{ MPa}} \right] \end{aligned}$$

$$= 0.05960625$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0.05960625 = 0.0447$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{8,56} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8,56 \times 0.3185}{400 \text{ MPa}}} \right) \\ &= 0.000799006\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}1,3 \times \rho &< \rho_{\min} \\ 0.001038708 &< 0,0035\end{aligned}$$

Maka, pakai $\rho_{\min} = 0,0035$

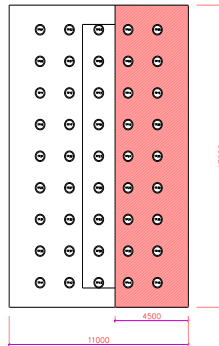
$$\begin{aligned}\text{As pakai} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d_x \\ &= 0,0035 \times 11000 \text{ mm} \times 1818 \text{ mm} \\ &= 69993 \text{ mm}^2 / \text{mm}\end{aligned}$$

Jadi pakai, 90D 32

$$\begin{aligned}\text{As} &= 90 \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= 90 \times \frac{1}{4} \times \pi \times (32 \text{ mm})^2 \\ &= 72411,486 \text{ mm}^2 > \text{As pakai} \\ &(\text{MEMENUHI})\end{aligned}$$

Arah Y

Penampang kritis terletak dari muka dinding kolom sampai tepi pile cap. Penampang kritis ditunjukkan dengan bagian arsiran pada gambar berikut;



Gambar 10.24. Penulangan pile cap arah Y.

Momen ultimate;

$$Mu = n_y \times Pu_{\text{reduce}} \times Y_{p1} - Wu \times Y_{\text{poer}}$$

Dimana;

n_y = jumlah pile pada baris memanjang pertama dari muka dinding abutment pada daerah arsir = 9 pile

$$Pu_{\text{reduce}} = \frac{a}{\phi} Pu_{\text{pile}} = \frac{600}{600} \times 1341,45 \text{ kN} = 1341,45 \text{ kN}$$

Y_{p1} = jarak titik berat pile baris memanjang pertama dari muka kolom ke muka dinding abutment dalam arah y = 3,3 m.

Y_{poer} = jarak titik berat penampang kritis pile cap ke muka abutment dalam arah y = 4,5 m

$$\begin{aligned} Wu &= \text{berat penampang kritis pile cap} \\ &= l \times b \times t \times BJ \\ &= 15 \text{ m} \times 17,2 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 1544,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka;

$$\begin{aligned} Mu &= 7 \times 1341,45 \text{ kN} \times 3,3 \text{ m} - 1544,4 \text{ kN} \times 4,5 \text{ m} \\ &= 15184,1855 \text{ kNm} = 15184185500 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_{cr}}$$

$$= \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \times 55 \text{ MPa}}$$

$$= 8,56$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2}$$

$$= \frac{15184185500 \text{ Nmm}}{0,85 \times 15000 \text{ mm} \times (1818 \text{ mm})^2}$$

$$= 0,46405403$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} = 0,0035$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 55 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} \left[\frac{600}{600 + 400 \text{ MPa}} \right]$$

$$= 0.05960625$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0.05960625 = 0.0447$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{8,56} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8,56 \times 0,46405403}{400 \text{ MPa}}} \right)$$

$$= 0.001165951$$

$$1,3 \times \rho < \rho_{\min}$$

$$0.001515736 < 0,0035$$

Maka, pakai $\rho_{\min} = 0,0035$

$$\text{As pakai} = \rho_{\text{perlu}} \times b \times dx$$

$$= 0,0035 \times 15000 \text{ mm} \times 1818 \text{ mm}$$

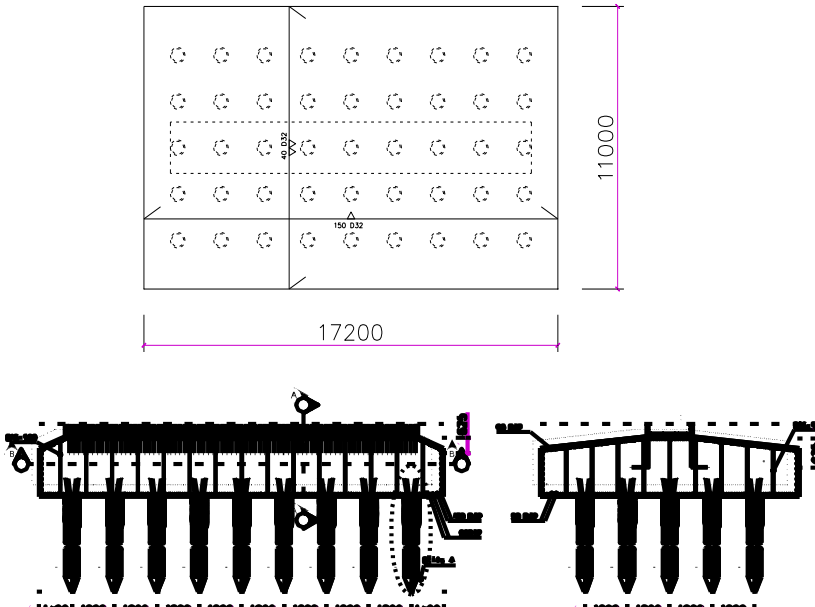
$$= 95445 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Jadi pakai, 90D 32

$$\text{As} = 120 \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= 120 \times \frac{1}{4} \times \pi \times (32 \text{ mm})^2$$

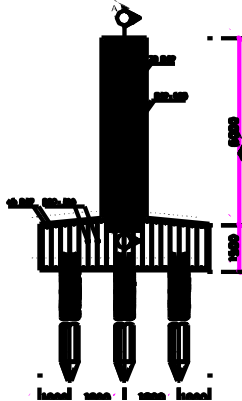
$= 96548.57143 \text{ mm}^2 > \text{As pakai}$
(MEMENUHI)



Gambar 10.25. Penulangan pile cap abutment.

10.3 Perencanaan Pilar

10.3.1 Preliminary Design Pilar



Gambar 10.26. Preliminary design pilar.

- Tinggi rencana (h) = 6 m
- Lebar pilar (b) = 1,5 m

$$\frac{1}{10} h \leq b \leq \frac{1}{5} h$$

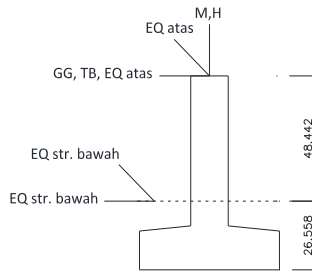
$$\frac{1}{10} \times 7,5 \text{ m} \leq 1,5 \text{ m} \leq \frac{1}{5} 7,5 \text{ m}$$

$$0,75 \text{ m} \leq 1,5 \text{ m} \leq 1,5 \text{ m}$$

- Mutu beton (fc') = 30 Mpa
- Mutu tulangan (fy) = 400 Mpa
- Diameter tul. lentur = 32 mm
- Diameter tul. *confinement* = 16 mm

10.3.2 Pembebanan Pilar

Beban-bekan yang bekerja pada abutment bisa dilihat pada ilustrasi gambar dibawah ini:



Gambar 10.27. Beban yang bekerja pada pilar.

Dimana:

M = Beban mati (dead load)

H = Beban hidup (live load)

Gg = Gaya gesek = $0,15 (M + H)$

TB = Gaya Rem (*traffic load*)

P_D = Beban angin (*wind load*)

EQ = Gaya gempa (*earthquake*)

10.3.2.1 Akibat Pembebanan Bangunan Atas

Gaya gaya yang didapatkan dari pembebanan bangunan atas merupakan hasil analisa SAP2000 pada bab struktur utama pada reaksi perletakan joint 186.

Beban mati (M)

Beban mati yang dimaksud adalah beban mati akibat berat sendiri rangka, pelat lantai dan berat mati tambahan lainnya.

Joint Reactions in Joint Local CoordSys				
Joint	Object	186	Joint Element	
			186	
		1	2	3
Force		0,000	-532,585	21488,834
Moment		0,000	0,000	0,000

Gambar 10.28. Reaksi perletakan akibat beban mati.

V = 21488,834 kN

H_x = 21488,834 kN

$$H_y = -532,585 \text{ kN}$$

Beban hidup (H)

Beban hidup adalah beban lalu lintas “D” (BTR + BGT 19)

$$V = 6997,4 \text{ kN}$$

$$H_x = 5854,68 \text{ kN}$$

$$H_y = 227,24 \text{ kN}$$

Beban angin (P_D)

$$V = 6997,4 \text{ kN}$$

$$H_x = 5854,68 \text{ kN}$$

$$H_y = 227,24 \text{ kN}$$

Beban gempa struktur atas (EQ)

$$V = 643,667 \text{ kN}$$

$$H_x = 3879,233 \text{ kN}$$

$$H_y = 311,25 \text{ kN}$$

Gaya rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang, dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan harus diambil yang terbesar dari (SNI 1725:2016 pasal 8.7):

25% dari berat gandar truk desain atau,

5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

Dimana;

Berat gandar truk (SNI 1725:2016 ps. 8.4.1)

$$= 112,5 \times 2 = 225 \text{ kN}$$

$$\text{BTR} = 5,3 \text{ kPa}$$

$$Tu = 500 \text{ kN}$$

Jadi,

$$TB_1 = 25\% \times 225 \text{ kN} = 56,26 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} TB_2 &= 5\% \times [(5,3 \text{ kN/m}^2 \times 12 \text{ m} \times 180 \text{ m}) + 500 \text{ kN}] \\ &= 592 \text{ kN} \end{aligned}$$

diambil nilai TB terbesar yaitu = 592 kN

Gaya gesekan (GG)

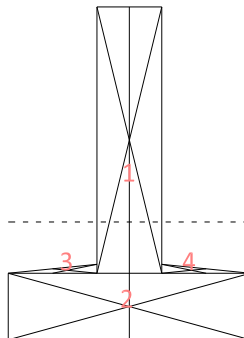
Beban gesekan pada tumpuan bergeak (beban horizontal longitudinal pada perletakan), misal akibat pemuaian, penyusutan dan gempa.

$$\begin{aligned} HL &= 0,15 (Q_d + Q_l) \\ &= 0,15 (21482,215 \text{ kN} + 6997,4 \text{ kN}) = 4271,942 \text{ kN} \end{aligned}$$

10.3.2.2 Akibat Pembebanan Bangunan Bawah

Beban mati abutmen (M)

Perhitungan beban mati pilar dibagi persegmen, yang bisa dilihat pada gambar dibawah ini:



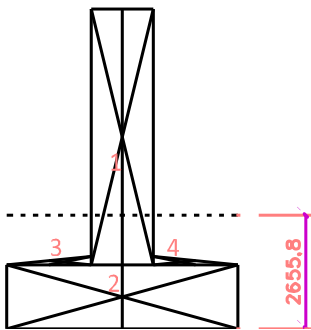
Gambar 10.29. Segmen pilar.

Dalam perhitungan beban mati pilar, berat jenis beton (γ) dikalikan dengan volume persegmen (V).

Tabel 10.16. Perhitungan berat pilar.

Segmen	b (m)	h (m)	t (m)	V (m3)	Bj (N/m3)	w (N)
1	1.5	6	15	135	24000	3240000
2	5.6	1.5	15	126	24000	3024000
3	2.05	0.2	15	3.075	24000	73800
4	2.05	0.2	15	3.075	24000	73800
Total						6411600

Setelah mendapatkan berat total pilar, selanjutnya adalah mencari titik berat abutment dari titik O.



Gambar 10.30. Perhitungan titik berat pilar.

Tabel 10.17. Perhitungan titik berat pilar.

Segmen	w (kN)	x (m)	z (m)	wx (Nm)	wz (Nm)
1	3240000	0	0.75	0	2430000
2	3024000	0	3	0	9072000
3	73800	1.43	2.18	105777.54	161129.75
4	73800	1.43	2.18	105777.54	161129.75

total	211555.08	11824260
-------	-----------	----------

Titik berat

$$x_o = \frac{\sum wx}{\sum w}$$

$$= \frac{211555.08}{6411600} = 0.032995677 \text{ m dari titik O}$$

$$z_o = \frac{\sum wz}{\sum w}$$

$$= \frac{109345590}{22804200} = 1.844197939 \text{ m dari titik O}$$

Beban gempa struktur bawah abutment (EQ)

Pada perencanaan beban gempa horizontal struktur bawah abutment, didasarkan pada SNI 1725:2016 ps. 9.7 dan RSNI 2833:201X. Perhitungan gaya horizontal gempa menggunakan rumus berikut:

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R_d} \times Wt$$

Dimana;

Berdasarkan ketentuan SNI 2833:201X pada peta zonasi gempa Indonesia, maka ditemukan nilai-nilai sebagai berikut:

PGA	= 0,25	(SNI 2833:201X Gambar 4)
SS	= 0,5	(SNI 2833:201X Gambar 5)
S1	= 0,25	(SNI 2833:201X Gambar 6)

Dari perhitungan interpolasi pada bab struktur utama, didapatkan nilai faktor situs sebagai berikut:

$$F_{PGA} = 1,3$$

$$F_V = 1,9$$

$$A_S = F_{PGA} \times PGA$$

$$= 1,3 \times 0,25 = 0,325$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s$$

$$= 1,3 \times 0,5 = 0,65$$

$$S_{D1} = F_V \times S_1$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,9 \times 0,25 = 0,475 \\
 T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\
 &= \frac{0,475}{0,65} = 0,73077
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 T_s \\
 &= 0,2 \cdot 0,73077 = 0,14615
 \end{aligned}$$

Zona gempa $0,30 < S_{D1} < 0,5$ = zona gempa 3

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.731$$

$$T_0 = 0,2 \times T_s = 0.146$$

Jadi;

Untuk periode lebih kecil dari T_0 , koefisien respons gempa elastic (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut:

$$\begin{aligned}
 C_{sn} &= (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \\
 &= (0,65 - 0,325) \frac{0,83}{0,15} + 0,33 = 2,17
 \end{aligned}$$

Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , respons spektra percepatan, C_{sm} sama dengan S_{DS} ;

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= S_{DS} \\
 &= 0,65
 \end{aligned}$$

Untuk perioda lebih besar dari T_s , koefisien rrespon spektra gempa elastik, C_{sm} didapatkan dari persamaan;

$$\begin{aligned}
 C_{sn} &= \frac{S_{D1}}{T} \\
 &= \frac{0,48}{0,83} = 0,572
 \end{aligned}$$

Faktor modifikasi respons (R)

$$R = 1,5$$

Tabel 10.18. Faktor modifikasi respons (R).

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang	1,5	2,0	3,0
Tiang vertikal		1,5	2,0
Tiang miring		2,0	3,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit	1,5	3,5	5,0
Tiang vertikal		2,0	3,0
Tiang miring		3,5	5,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Catatan:
Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar

Jadi;

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt \\ &= \frac{0,572}{1,5} \times 22804200 \text{ N} = 8692.342 \text{ kN} \end{aligned}$$

10.3.2.3 Kombinasi Pembebanan

Dari perhitungan pembebanan diatas, berikut merupakan beban beban yang terjadi pada pilar (terhadap titik O);

Tabel 10.19. Rekapitulasi pembebanan pilar.

No.	Uraian	notasi	V (kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	lengan			Mx (kNm)	My (kNm)
						x	y	z		
1	Beban permanen									
	Struktur atas	M	21488.834		532.585	-	7.5	10	3994.3875	
	Pilar	M	6411.6			0.03				211.55508
2	Beban Lalu Lintas									
	Beban "D"	H	6997.4		227.24		7.5	10	1704.3	
	Beban Rem	TB		592				10		6186.4
	Gaya gesek	Gg		4272.9351				9.6		40806.53
3	Aksi Lingkungan									
	EQ struktur atass	EQ1	643.667	3879.233	311.25		7.5	10	29094.248	3252.5625

EQ abutment	EQ2		733.17833	733.17833	1.8	1352.126	1352.126
Beban Angin	A	20.64	37.85	22.89	10	239.2005	395.5325
Total		35562.141	9515.1964	1827.1433		36384.261	52204.706

- Dimana:
- M = Beban mati (dead load)
 - H = Beban hidup (live load)
 - Gg = Gaya gesek = 0,15 (M + H)
 - TB = Gaya Rem (*traffic load*)
 - P_D = Beban angin (*wind load*)
 - EQ = Gaya gempa (*earthquake*)
 - H_x = H \\ sumbu jembatan
 - H_y = H ⊥ sumbu jembatan

Tabel 10.20. Kombinasi 1 (1,4D)

Beban	V	H _x	H _y	M _x	M _y
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
Beban Mati	39060.608	0	745.619	5592.1425	296.1771
Total Kombinasi	39060.608	0	745.619	5592.1425	296.1771

Tabel 10.21. Kombinasi 2 (1,2D + 1,6L)

Beban	V	H _x	H _y	M _x	M _y
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
Beban Mati	33480.5208	0	639.102	4793.265	253.866096
Beban Hidup	11195.84	0	363.584	2726.88	0
Gaya Gesek	0	6836.69616	0	0	65290
Gaya Rem	0	947.2	0	0	9898
Total Kombinasi	44676.3608	7783.89616	1002.686	7520.145	75442.5544

Tabel 10.22. Kombinasi 3 (1,2 D + 1L + 1EQ)

Beban	V	H _x	H _y	M _x	M _y
-------	---	----------------	----------------	----------------	----------------

	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
Beban Mati	33480.5208	0	639.102	4793.265	253.866096
Beban Hidup	6997.4	0	227.24	1704.3	0
Gaya Gesek	0	4272.9351	0	0	40806.5302
Gaya Rem	0	592	0	0	6186.4
Beban Gempa	643.667	4612.41133	1044.42833	30446.3735	4604.68847
Total Kombinasi	41121.5878	9477.34643	1910.77033	36943.9385	51851.4848

Tabel 10.23. Kombinasi 4 (0,9D + 1PD)

Beban	V	Hx	Hy	Mx	My
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
Beban Mati	25110.3906	0	479.3265	3594.94875	190.399572
Beban Angin	20.64	37.85	22.89	239.2005	395.5325
Total Kombinasi	25131.0306	37.85	502.2165	3834.14925	585.932072

Tabel 10.24. Kombinasi 5 (0,9 M – 1 PD).

Beban	V	Hx	Hy	Mx	My
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
Beban Mati	25110.3906	0	479.3265	3594.94875	190.399572
Beban Angin	-20.64	-37.85	-22.89	-239.2005	-395.5325
Total Kombinasi	25089.7506	-37.85	456.4365	3355.74825	-205.13293

Tabel 10.25. Kombinasi 6 (M + TAg).

Beban	V	Hx	Hy	Mx	My
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
Beban Mati	25110.3906	0	479.3265	3594.94875	190.399572
Beban Gempa	643.667	4612.41133	1044.42833	30446.3735	4604.68847

Total Kombinasi	25754.0576	4612.41133	1523.75483	34041.3222	4795.08804
-----------------	------------	------------	------------	------------	------------

Dari keenam kombinasi pembebanan diatas maka dapt diketahui gaya gaya maksimum yang bekerja pada pilar;

$$\begin{aligned}
 V &= 44676.361 \text{ kN} \\
 H_x &= 9477.346 \text{ kN} \\
 H_y &= 1910.770 \text{ kN} \\
 M_x &= 44676.361 \text{ kNm} \\
 M_y &= 75442.554 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

10.3.3 Perencanaan Penulangan

10.3.3.1 Penulangan Transversal

Cek kelangsingan struktur RSNI T-02-2004 ps. 5.7.6.2

$$\frac{k \times l_u}{r} < 22$$

Dimana;

Tabel 10.26. Faktor kelangsingan (k).

	Kolom Tak Bergoyang			Kolom Bergoyang		
Bentuk tekuk						
Faktor panjang efektif (k)	0.70	0.85	1.00	1.2	2.2	2.2
Simbol untuk keadaan penahan ujung	= Rotasi terjepit, translasi terjepit = Rotasi bebas, translasi terjepit			= Rotasi terjepit, translasi bebas = Rotasi bebas, translasi bebas		

$$k = 1,2 \quad (\text{Jepit bebas})$$

Momen inersia (arah x)

$$\begin{aligned}
 I_{gx} &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 15000 \times 6000^3 = 2,7 \times 10^{14} \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$0,7 I_{gx} = 0,7 \times 2,7 \times 10^{14} \text{ mm}^4 = 1,89 \times 10^{14} \text{ mm}^4$$

$$\beta d = \frac{M_x}{M_y} = \frac{44676.361 \text{ kNm}}{75442.554 \text{ kNm}} = 0,59$$

$$\begin{aligned} I_{gx} &= \frac{0,7 \times I_{gx}}{1 \times \beta d} \\ &= \frac{1,89 \times 10^{14} \text{ mm}^4}{1 \times 0,59} \end{aligned}$$

Momen inersia (arah y)

$$\begin{aligned} I_{gy} &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 6000 \times 15000^3 = 1,688 \times 10^{15} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$0,7 I_{gy} = 0,7 \times 1,688 \times 10^{15} \text{ mm}^4 = 1,18 \times 10^{15} \text{ mm}^4$$

$$\beta d = \frac{M_x}{M_y} = \frac{44676.361 \text{ kNm}}{75442.554 \text{ kNm}} = 0,59$$

$$\begin{aligned} I_{gy} &= \frac{0,7 \times I_{gx}}{1 \times \beta d} \\ &= \frac{1,18 \times 10^{15} \text{ mm}^4}{1 \times 0,59} = 7,419 \times 10^{14} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$A_g = 6000 \times 1500 = 9000000 \text{ mm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1,18 \times 10^{15} \text{ mm}^4}{9000000 \text{ mm}^2}} = 442,089 \text{ mm}$$

Maka;

$$\frac{k \times l_u}{r} < 22$$

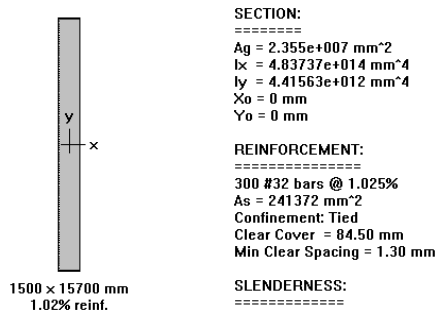
$$\frac{1,2 \times 6}{0,442} < 22$$

$$16,288 < 22$$

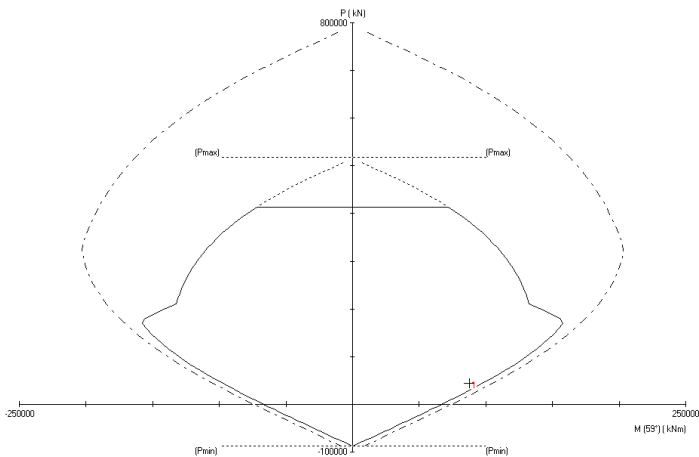
(Kolom pendek, tidak perlu penambahan momen.

Dari hasil analisa gaya dalam diatas, bisa dilihat bahwa pilar menerima gaya aksial yang cukup besar sekaligus momen dan juga gaya lateral. Sehingga abutment berperilaku seperti kolom. Maka pada perhitungan penulangan digunakan bantuan program bantu SPColumn.

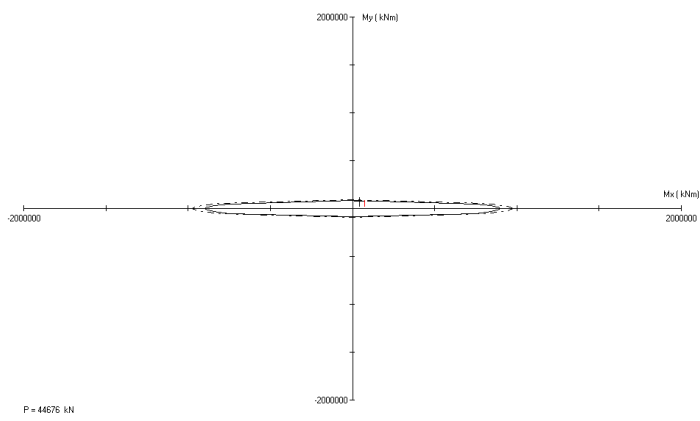
Menurut RSNI T-12-2004 ps. 5.7.8.1 bahwa rasio dari tulangan memanjang kolom harus tidak kurang dari 0,01 A_g dan tidak melebihi 0,08 A_g .



Gambar 10.31. Desain penulangan kolom pilar.



Gambar 10.32. Diagram Mx-My.



Gambar 10.33. Diagram P.

Concrete: User-defined

Steel: User-defined

f'c = 30 MPa

fy = 400 MPa

Ec = 25743 MPa

Es = 200000 MPa

fc = 30 MPa

Eps_yt = 0.00206997 mm/mm

Eps_u = 0.003 mm/mm

Beta1 = 0.83245

section:

Rectangular: Width = 1500 mm

Depth = 15700 mm

Gross section area, Ag = 2.355e+007 mm²

Ix = 4.83737e+014 mm⁴

Iy = 4.41563e+012 mm⁴

rx = 4532.2 mm

ry = 433.013 mm

Xo = 0 mm

Yo = 0 mm

reinforcement:

Bar Set: User-defined

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)

Size Diam (mm) Area (mm²)</

Gambar 10.34. Hasil analisa running kolom pilar.

Rangkuman hasil running SPColoumn

Dimensi abutment;

$$\begin{aligned}
 b &= 1500 \text{ mm} \\
 h &= 15000 \text{ mm} \\
 A_g &= 2,25 \times 10^7 \text{ mm}^3 \\
 I_x &= 1,85 \times 10^{14} \text{ mm}^4 \\
 I_x &= 1,76 \times 10^{12} \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Mutu bahan;

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 30 \text{ MPa} \\
 E_{sc} &= 25743 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400 \text{ MPa} \\
 E_s &= 200000 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Penulangan;

$$\rho = 0,01025$$

170 D32

$$A_s = 241372 \text{ mm}^2$$

10.3.3.2 Tulangan Confinement

Total luas penampang tulangan confinement;

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{sh1}}{s} &= 0,3 \left(\frac{h_c \times f_c'}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\
 \frac{A_{sh2}}{s} &= 0,1 \left(\frac{h_c \times f_c'}{f_{yt}} \right)
 \end{aligned}$$

Dimana;

$$\begin{aligned}
 h_c &= 1500 - 2 \times 75 + 0,5 \times 16 = 1342 \text{ mm} \\
 A_{ch} &= (1500 - 2 \times 75) \times (15000 - 2 \times 75) \\
 &= 20047500 \text{ mm}^2 \\
 A_g &= b_w \times h_w \\
 &= 1500 \text{ mm} \times 15000 \text{ mm} = 2,25 \times 10^7 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

Maka;

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{sh1}}{s} &= 0,3 \left(\frac{1342 \text{ mm} \times 30 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} \right) \left(\frac{2,25 \cdot 10^7 \text{ mm}^3}{20047500 \text{ mm}^2} - 1 \right) \\
 &= 3,693 \text{ mm}^2/\text{mm} \\
 \frac{A_{sh2}}{s} &= 0,1 \left(\frac{1342 \text{ mm} \times 30 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} \right) \\
 &= 9,0585 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

Nilai Ash yang menentukan adalah = 9,0585 mm²/mm

Dipakai $s = 150 \text{ mm}$

$$\text{Ash} = 1358.775 \text{ mm}^2$$

Dipasang D16-7 kaki

$$\begin{aligned} \text{Ash}_{\text{perlu}} &= 7 \times \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= 7 \times \frac{1}{4} \pi 16^2 = 1407,434 \text{ mm}^2 > \text{Ash} \\ &(\text{MEMENUHI}) \end{aligned}$$

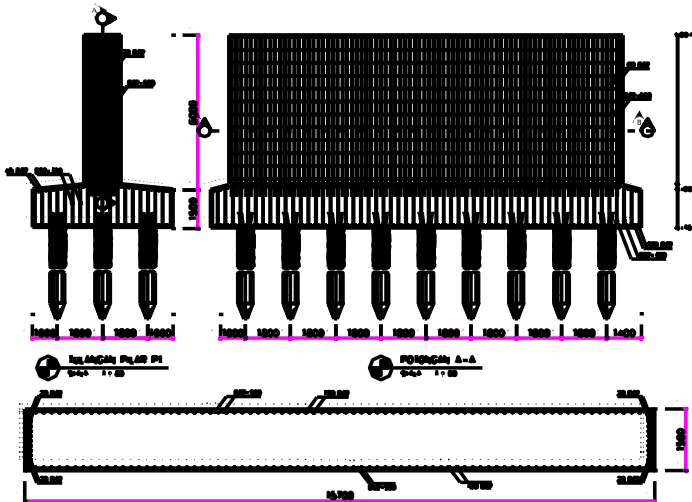
Kontrol geser

$$\begin{aligned} V_{C_{\max}} &= 1 + \frac{Nu \times f_{c'}}{14 \times A_g} bw \times d \\ &= 1 + \frac{44676360.8 \times 30}{14 \times 22500000} 15000 \times 14700 \\ &= 2,48 \times 10^8 \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 2,48 \times 10^8 = 1,49 \times 10^8$$

Syarat;

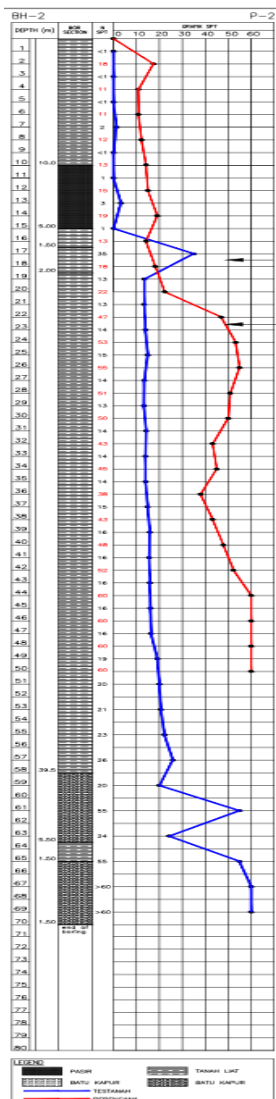
$$\begin{aligned} \phi V_c &> V_u \\ 2,48 \times 10^8 \text{ kN} &> 44676360,8 \text{ Kn} \\ &(\text{MEMENUHI}) \end{aligned}$$



Gambar 10.35. Penulangan kolom pilar.

10.3.4 Perencanaan Kebutuhan Pondasi

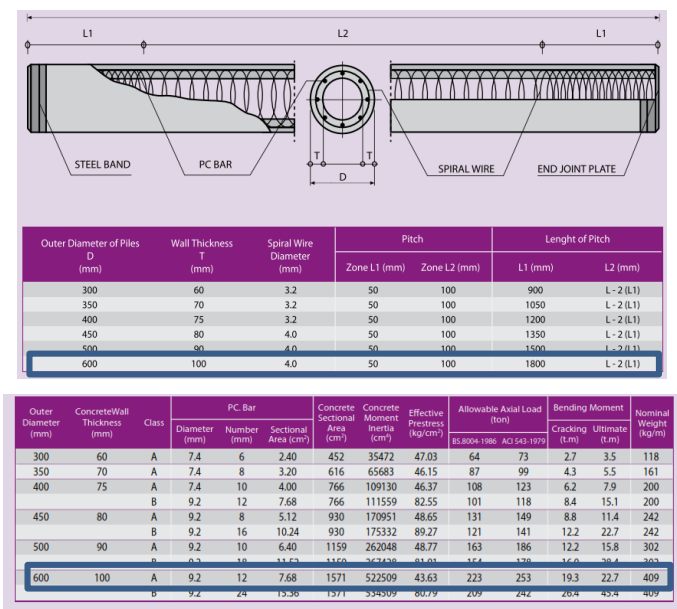
Pada perencanaan pondasi pilar digunakan pondasi tiang pancang, dengan analisa data tanah asli merupakan hasil dari Standart Penetration Test (SPT) di titik BH-2 yang dilakukan sedalam 60 meter.



Gambar 10.36. Data tanah BH-1.

10.3.4.1 Tiang Pancang

Perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang meliputi kapasitas aksial dari kekuatan daya dukung tanah yang ada dengan menggunakan metode Luciano Decourt. Tiang pancang yang digunakan adalah pre-tensioned spun concrete piles produksi PT. WIKA Beton dengan spesifikasi sebagai berikut;



Gambar 10.37. Spesifikasi tiang pancang (PT WIKA Beton).

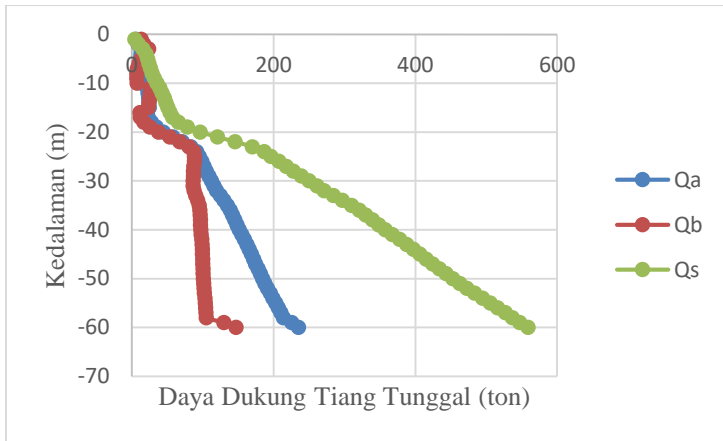
Daya dukung tiang pancang

Pada bagian ini akan dilakukan perhitungan daya dukung sebuah tiang pondasi (QL, Ton) dan control kekuatan materialnya. Untuk aspek bearing capacity, perhitungan dilakukan berdasarkan hasil SPT test di titik BH-2. Daya dukung tiang berdasarkan hasil SPT dengan metode Luciano Decourt.

Berikut merupakan perhitungan daya dukung tiang yang disajikan dalam bentuk tabel.

Tabel 10.27. Daya dukung tiang BH-2.

Jenis Tanah	Depth (m)	N	N'	α	β	K	A_p (m ²)	A_t (m ²)	N _p	N _s	Q _b	Q _s (t)	SF P	SF S	Q _a
Lempung	1	1	1	1	1	12	0.28	1.89	1.0	1	3.394	2.51	3	3	1.97
	2	1	1	1	1	12	0.28	3.77	1.0	1	3.394	5.03	3	3	2.81
	3	1	1	1	1	12	0.28	5.66	1.0	1	3.394	7.54	3	3	3.65
	4	1	1	1	1	12	0.28	7.54	1.0	1	3.394	10.1	3	3	4.48
	5	1	1	1	1	12	0.28	9.43	1.0	1	3.394	12.6	3	3	5.32
	6	1	1	1	1	12	0.28	11.3	1.0	1	3.394	15.1	3	3	6.16
	7	2	2	1	1	12	0.28	13.2	1.2	1.14	4.073	18.2	3	3	7.43
	8	12	12	1	1	12	0.28	15.1	3.0	2.5	10.18	27.7	3	3	12.6
	9	1	1	1	1	12	0.28	17	2.7	2.33	9.213	30.2	3	3	13.1
	10	1	1	1	1	12	0.28	18.9	2.5	2.2	8.486	32.7	3	3	13.7
Pasir	11	1	1	1	1	40	0.28	20.7	2.3	2.09	26.4	35.2	3	3	20.5
	12	2	2	1	1	40	0.28	22.6	2.3	2.08	26.02	38.3	3	3	21.5
	13	3	3	1	1	40	0.28	24.5	2.4	2.15	26.74	42.1	3	3	23
	14	2	2	1	1	40	0.28	26.4	2.3	2.14	26.4	45.3	3	3	23.9
	15	1	1	1	1	40	0.28	28.3	2.2	2.07	25.24	47.8	3	3	24.3
	16	18	11	1	1	20	0.28	30.2	3.4	2.61	18.99	56.4	3	3	25.1
	17	35	21	1	1	20	0.28	32.1	5.5	3.69	30.93	71.5	3	3	34.2
	18	23	14	1	1	20	0.28	33.9	6.6	4.26	37.13	82.1	3	3	39.7
	19	13	13	1	1	20	0.28	35.8	6.9	4.72	39.27	92.1	3	3	43.8
	20	13	13	1	1	20	0.28	37.7	7.3	5.13	41.17	102	3	3	47.8
Lana Berpasir	21	13	13	1	1	20	0.28	39.6	7.6	5.5	42.88	112	3	3	51.7
	22	13	13	1	1	20	0.28	41.5	7.9	5.85	44.41	122	3	3	55.6
	23	14	14	1	1	20	0.28	43.4	8.1	6.2	46.07	133	3	3	59.7
	24	15	15	1	1	20	0.28	45.3	8.5	6.57	47.83	144	3	3	64
	25	15	15	1	1	20	0.28	47.1	8.7	6.9	49.44	156	3	3	68.4
	26	14	14	1	1	20	0.28	49	9.0	7.18	50.68	166	3	3	72.3
	27	13	13	1	1	20	0.28	50.9	9.1	7.39	51.59	176	3	3	76
	28	14	14	1	1	20	0.28	52.8	9.3	7.63	52.65	187	3	3	79.9
	29	14	14	1	1	20	0.28	54.7	9.5	7.85	53.64	198	3	3	83.8
	30	14	14	1	1	20	0.28	56.6	9.6	8.05	54.55	208	3	3	87.7
Lana Berpasir	31	14	14	1	1	20	0.28	58.5	9.8	8.25	55.4	219	3	3	91.5
	32	14	14	1	1	20	0.28	60.3	9.9	8.43	56.19	230	3	3	95.3
	33	14	14	1	1	20	0.28	62.2	10.1	8.59	56.94	240	3	3	99.1
	34	15	15	1	1	20	0.28	64.1	10.2	8.78	57.81	252	3	3	103
	35	14	14	1	1	20	0.28	66	10.3	8.93	58.46	262	3	3	107
	36	15	15	1	1	20	0.28	67.9	10.5	9.1	59.23	274	3	3	111
	37	15	15	1	1	20	0.28	69.8	10.6	9.26	59.97	285	3	3	115
	38	16	9.6	1	1	20	0.28	71.7	10.8	9.27	60.81	293	3	3	118
	39	16	9.6	1	1	20	0.28	73.5	10.9	9.28	61.62	301	3	3	121
	40	16	9.6	1	1	20	0.28	75.4	11.0	9.29	62.38	309	3	3	124
Lana Berpasir	41	16	9.6	1	1	20	0.28	77.3	11.2	9.29	63.1	317	3	3	127
	42	16	9.6	1	1	20	0.28	79.2	11.3	9.3	63.78	325	3	3	130
	43	17	10	1	1	20	0.28	81.1	11.4	9.32	64.57	333	3	3	133
	44	17	10	1	1	20	0.28	83	11.5	9.34	65.33	341	3	3	136
	45	17	10	1	1	20	0.28	84.9	11.7	9.36	66.04	350	3	3	139
	46	16	9.6	1	1	20	0.28	86.7	11.8	9.37	66.6	358	3	3	141
	47	18	11	1	1	20	0.28	88.6	11.9	9.4	67.38	366	3	3	145
	48	19	11	1	1	20	0.28	90.5	12.1	9.44	68.25	375	3	3	148
	49	20	12	1	1	20	0.28	92.4	12.2	9.49	69.21	385	3	3	151
	50	20	12	1	1	20	0.28	94.3	12.4	9.54	70.13	394	3	3	155
Lana Berpasir	51	20	12	1	1	20	0.28	96.2	12.6	9.59	71	404	3	3	158
	52	21	13	1	1	20	0.28	98.1	12.7	9.65	71.96	413	3	3	162
	53	22	13	1	1	20	0.28	99.9	12.9	9.71	72.99	424	3	3	166
	54	23	14	1	1	20	0.28	102	13.1	9.79	74.09	434	3	3	169
	55	24	14	1	1	20	0.28	104	13.3	9.87	75.25	445	3	3	173
	56	25	15	1	1	20	0.28	106	13.5	9.96	76.48	456	3	3	178
	57	26	16	1	1	20	0.28	107	13.7	10.1	77.76	468	3	3	182
	58	24	14	1	1	20	0.28	109	13.9	10.1	78.8	479	3	3	186
	59	20	12	1	1	20	0.28	111	20.0	10.2	113.1	488	3	3	201
	60	37	22	1	1	20	0.28	113	37.0	10.4	209.3	504	3	3	238



Gambar 10.38. Grafik daya dukung ijin aksial tekan tiang tunggal.

Dalam tiang pancang:

Allowable axial = 223 t

Kedalaman rencana = 59 m

Q_L = 185.922449 t

Syarat;

$185.922449 \text{ t} < 223 \text{ t}$

(MEMENUHI)

Contoh perhitungan daya dukung tiang (Qultimate) pada kedalaman 58 meter;

Harga N koreksi (N')

Berdasarkan perumusan Terzaghi & Peck sebagai berikut;

$N' = 15 + 0,5(N - 15)$ (Terzaghi & Peck, 1960)

$= 15 + 0,5(20 - 15) = 18$

$N' = 0,6 \times N$ (Bazaraa, 1967)

$= 0,6 \times 20 = 12$

Diambil nilai terkecil $N' = 12$

Daya dukung tiang (Q_L)

$Q_L = Q_p + Q_s$

Dimana;

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi tiang

Q_p = Daya dukung dasar pondasi

$= \alpha \times (Np \times K)Ap$

Dimana;

$$Np = \sum_{i=1}^n \frac{Ni}{N}$$

$= 20.0$

K = koefisien karakteristik

$= 20 \text{ t/m}^2$ (Lanau berlempung)

Ap = Luas penampang dasar tanah

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,6^2 = 0,283$

$\alpha = 1$

Tabel 10.28. Nilai α dan β untuk tiang pondasi.

Pile/Soil	Clay		Inter-Soil		Sands	
	α	β	α	β	α	β
Driven Pile	1	1	1	1	1	1
Bored Pile	0.9	0.8	0.6	0.65	0.5	0.5
Injected Pile	1	3	1	3	1	3

Sumber: Decourt & Quaresma, 1978 & Decourt et al,1996

$Q_p = 1 \times (20 \times 20)0,283$

$= 113.142857 \text{ t}$

$$Q_s = \beta \times \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) A_s$$

Dimana;

N_s = Harga rata-rata sepanjang tiang tertanam,
dengan batasan 8D atas – 4D bawah

$$= 4,8 \text{ m} - 57,6 \text{ m} = 10.170$$

$$\beta = 3$$

A_s = Luas selimut (m^2)

= Keliling tiang \times panjang tertanam

$$= 1,9 \text{ m} \times 59 \text{ m} = 111.257143 \text{ m}^2$$

$$Q_s = 3 \times \left(\frac{10.170}{3} + 1 \right) 111.257143$$

$$= 488.4 \text{ t}$$

Jadi;

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

$$= 113.142857 \text{ t} + 488.4 \text{ t}$$

$$= 601.5428571 \text{ t}$$

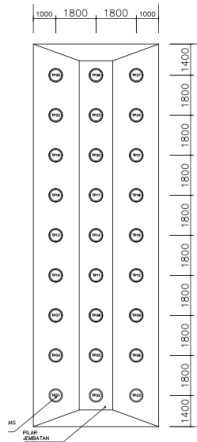
$$Q_{ul} = \frac{Q_L}{3}$$

$$= \frac{601.5428571 \text{ t}}{3} = 200.5142857 \text{ t}$$

$$\text{Jarak tiang pancang} = 3D$$

$$= 3 \times 0,6 \text{ m} = 1,8 \text{ m}$$

Berat pondasi tiang pancang



Gambar 10.39. Jumlah rencana pondasi tiang pancang.

$$m = 9 \text{ pile}$$

$$n = 3 \text{ pile}$$

Beban vertikal yang bekerja

$$P = 44676.3608 \text{ kN}$$

Berat pondasi;

$$P_u = W_p + P$$

Dimana;

$$n = 27$$

$$L = 59 \text{ m}$$

$$\Phi = 0,6 \text{ m}$$

$$t = 0,1 \text{ m}$$

$$A_p = \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$= \frac{1}{4} \pi 0,6^2 = 0.157 \text{ m}^2$$

$$W_p = n \times L \times A_p \times B_j$$

$$= 27 \times 59 \text{ m} \times 0,157 \text{ m}^2 \times 24000 \text{ N/m}^3$$

$$= 6007885.714 \text{ N}$$

$$= 6007.885714 \text{ kN}$$

Maka;

$$\begin{aligned}
 P_u &= W_p + P \\
 &= 50684.24651 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kapasitas daya dukung tiang terefisiensi

$$Q_{UL \text{ grup}} = Q_L \times n \times E_g$$

Dimana;

$$Q_{UL} = 200.5142857 \text{ t}$$

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n} \\
 &= 1 - \arctg\left(\frac{0,6}{1,8}\right) \times \frac{(3-1)9 + (9-1)3}{90 \times 9 \times 3} = 0.94628152
 \end{aligned}$$

$$n = 27$$

maka;

$$\begin{aligned}
 Q_{UL \text{ grup}} &= Q_L \times n \times E_g \\
 &= 200.5142857 \text{ t} \times 27 \times 0.94628152 = 5123.060005 \text{ t} \\
 &= 51230.60005 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Syarat;

$$58939,815 \text{ kN} < 51230.60005 \text{ kN}$$

(MEMENUHI)

Kontrol beban maksimum 1 tiang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan:

$$P_{\pm} = \frac{V}{n} \pm \frac{Mx \times x_{max}}{Ex^2} \pm \frac{My \times y_{max}}{Ey^2}$$

Dimana;

$$V = 44676.361 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
M_x &= 44676.361 \text{ kNm} \\
M_y &= 75442.554 \text{ kNm} \\
n &= 27 \\
x_{\max} &= 8,6 \text{ m} \\
y_{\max} &= 2,8 \text{ m} \\
\sum x^2 &= 2 \times (3 \times 6,8^2 + 3 \times 5^2 + 3 \times 8,6^2) \\
&= 649,32 \text{ m}^2 \\
\sum y^2 &= 2 \times (9 \times 1^2 + 9 \times 2,8^2) \\
&= 88.56 \text{ m}^2
\end{aligned}$$

Jadi;

$$\begin{aligned}
P_{\pm} &= \frac{44676.3608}{27} \pm \frac{44676.3608 \times 8,6}{649,32} \pm \frac{75442.55442 \times 2,8}{88.56} \\
P_{\max} &= 4631.66763 \text{ kN} \\
P_{\min} &= -1322.30757 \text{ kN} \\
n \times P_{\max} &= 27 \times 4631.66763 \text{ kN} = 125055.026 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Kontrol keruntuhan tanah akibat lateral tiang:

Daya dukung terhadap gaya lateral direncanakan berdasarkan metode Broms:

Menentukan tiang panjang atau pendek, digunakan faktor kekakuan R.

$$R = \sqrt[4]{\frac{Ep \times I_p}{kh \times D}}$$

Dimana;

$$\begin{aligned}
Ep &= \text{modulus elastisitas tiang} \\
&= 4700 \times \sqrt{f'c'} \\
&= 4700 \times \sqrt{30} = 27805,575 \text{ MPa} \\
I_p &= \frac{1}{64} \pi (600.4 - 400.4) = 5,1 \times 10^9 \text{ mm}^4 \\
Cu &= 6 \times N \\
&= 6 \times 12 = 72 \text{ kN/m}^2 \\
kh &= 67 \times \frac{Cu}{\frac{D}{72}} \\
&= 67 \times \frac{72}{0,6} = 0.008 \text{ N/mm}^3
\end{aligned}$$

Jadi;

$$R = \sqrt[4]{\frac{27805,575 \text{ MPa} \times 5 \times 10^9 \text{ mm}^4}{0,008 \text{ N/mm}^3 \times 600}} = 2329.066854 \text{ mm}$$

Kedalaman tiang;

$$L = 58000 \text{ mm} > 3,5 R = 3,5 \times 2329.067 \text{ mm} = 8151.734 \text{ mm}$$

Tergolong tiang panjang (tiang lebih dahulu patah).

Jenis tanah adalah lempung berlanau dan tergolong tanah kohesif dengan pile terjepit pada bagian kepala (*fixed head*);

$$M_y = 454 \text{ kNm} \quad (\text{Bending momen ultimate})$$

$$C_u = 72 \text{ kN/m}^2$$

Menentukan M_{\max} untuk tiang panjang;

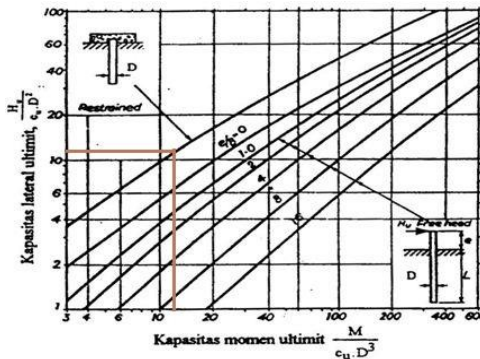
$$M_{\max} = H_u \times (e + 1,5D \times 0,5f)$$

Dimana;

$$e = 0,25 \text{ (tiang panjang)}$$

$$e/d = 0,2/0,6 = 0,333$$

$$\frac{M_y}{c_u \cdot d^3} = \frac{454}{72 \times 0,6^3} = 17,515$$



Gambar 10.40. Tahanan lateral ultimit tiang (Broms, 1964a).

$$\frac{H_u}{c_u \cdot d^2} = 13$$

$$H_u = 13 \times 72 \text{ kN/m}^2 \times (0,6 \text{ m})^2 = 336,96 \text{ kN}$$

$$H = 9477.346 \text{ kN}$$

$$f = \frac{H}{9 \times Cu \times d}$$

$$= \frac{9477.346 \text{ kN}}{9 \times 72 \text{ kN/m}^2 \times 0,6 \text{ m}} = 24,4 \text{ m}$$

$$\text{Maka } M_{\max} = 427,68 \text{ kN} \times (0,2 + 1,5.0,6 \text{ m} \times 0,5.24,4 \text{ m})$$

$$= 3763,6 \text{ kNm} > M_y = 454.0 \text{ kN/m}$$

(MEMENUHI)

Karena $M_{\max} > M_y$ tidak terjadi keruntuhan tanah akibat beban lateral tiang.

Kontrol defleksi tiang pancang

Defleksi dihitung menggunakan metode Broms;

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh \times d}{4 \times Ep \times Ip}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{0,008 \text{ N/mm}^3 \times 600}{4 \times 27805,575 \text{ MPa} \times 5 \times 10^9 \text{ mm}^4}} = 5,389.10^{-5}$$

$$\beta = 5,389.10^{-5} \times 59000 \text{ mm} = 3,19 > 1,5$$

(berkelakuan seperti tiang panjang)

Maka;

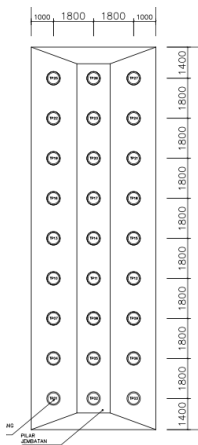
$$y_0 = \frac{H \times D}{kh \times D}$$

$$= \frac{171543.2455 \times 5,389.10^{-5}}{0.008 \times 0,6} = 1,92 \text{ mm} < 10 \text{ mm (McNulty, 1956)}$$

(MEMENUHI)

10.3.4.2 Pile Cap

Data perencanaan

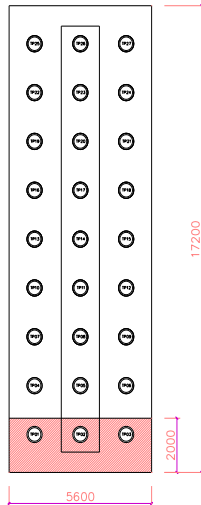


Gambar 10.41. Denah pile cap.

Panjang pile cap	(l)	= 17,2 m
Lebar pile cap	(b)	= 5,6 m
Tebal pile cap	(t)	= 1,5 m
Dimensi kolom		= $1,5 \times 15$ m
Jumlah tiang pancang grup (n)		= 27
Mutu beton	(f _{c'})	= 55 MPa
Tulangan lentur	(D)	= 32 mm
Tulangan sengkang	(ϕ)	= 16 mm
Selimut beton		= 75 mm
d'		= $1500 - 75 - (0,5.32) - 16$
		= 1318 mm
Pu		= 44676.3608 kN
Pu _{max} 1 tiang		= 4631.66763 kN

Kontrol punch shear

Geser satu arah (*One-way shear*)



Gambar 10.42. Geser satu arah.

Gaya ultimate pile;

$$P_{u_{pile}} = \frac{P_u + W_{g_{poer}}}{n}$$

Dimana;

$$W_{g_{poer}} = 5,6 \text{ m} \times 17,2 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 1176.480 \text{ kN}$$

Maka;

$$P_{u_{pile}} = \frac{44676.3608 \text{ kN} + 1176.480 \text{ kN}}{27} \\ = 1698.253363 \text{ kN}$$

$$P_{u_{reduce}} = \frac{a}{\phi} P_{u, pile} = \frac{600}{600} \times 1698.253 \text{ kN} = 1698,253 \text{ kN}$$

Pada daerah yang kritis gaya dari dua pile (reduced) dan berat sendiri pile cap. Sehingga gaya geser pada one-way shear adalah:

$$V_u = 5 \times P_{u_{reduce}} - \text{Berat pile cap arsipiran} \\ = 5 \times 1698,253 \text{ kN} - (24 \text{ kN/m}^3 \times 2 \text{ m} \times 5,6 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}) \\ = 8088,065 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times \sqrt{f'c'} \times b_0 \times d \\
 &= 0,75 \times \sqrt{55 \text{ MPa}} \times 5600 \text{ mm} \times 1318 \text{ mm} \\
 &= 41053108,35 \text{ N} = 41053,108 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

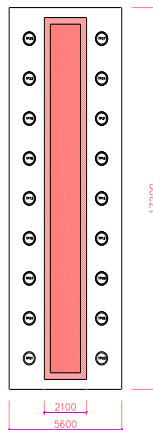
Syarat;

$$\phi V_c > V_u$$

$$41053,108 \text{ kN} > 8088,065 \text{ kN}$$

(MEMENUHI)

Geser dua arah (*Two-way shear*)



Gambar 10.43. Geser dua arah.

Bagian geser adalah pada $d/2$ dari muka kolom, seperti pada gambar dibawah.

Tegangan geser pada punching area;

$$\tau_u = \frac{P_{upunch}}{U \times d}$$

Dimana;

$$a_1 = 2,1 \text{ m}$$

$$b_1 = 15,6 \text{ m}$$

$$U = 2(a_1 + b_1)$$

$$= 35,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 P_{u,punch} &= P_u + W_{poerarsir} - n P_{u,pilearsir} \\
 &= 44676,4 + (24 \times 2,1 \times 15,6 \times 1,5) - (27 \times 0,375 \times 1698,3) \\
 &= 29806,825 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maka;

$$\tau_u = \frac{29806,825 \text{ kN}}{35,4 \text{ m} \times 0,6 \text{ m}} = 1,403 \text{ MPa}$$

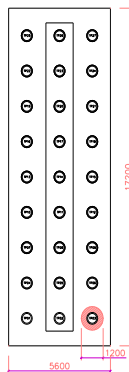
$$P_{u,reduce} = \frac{a}{\phi} P_{u,pile} = \frac{600}{600} \times 1698,3 \text{ kN} = 1698,3 \text{ kN}$$

Kekuatan beton dipilih dari yang terkecil sebagai berikut;

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c'} \times b_0 \times d \\
 &= \frac{1}{3} \times \sqrt{55 \text{ MPa}} \times 5600 \text{ mm} \times 1318 \text{ mm} \\
 &= 56040751,07 \text{ N} \\
 &= 56040,751 \text{ kN} > P_{u,punch} = 29256,8 \text{ kN} \\
 &\text{(MEMENUHI)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \tau_c &= \frac{1}{3} \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \\
 &= \frac{1}{3} \times 1 \times \sqrt{55 \text{ MPa}} \\
 &= 2,45 \text{ MPa} > \tau_u = 1,403 \text{ MPa} \\
 &\text{(MEMENUHI)}
 \end{aligned}$$

Geser pons satu pile



Gambar 10.44. Geser pons satu pile.

Tegangan geser ultimate pada punching area;

$$\tau_u = \frac{P_{u,punch}}{U \times d}$$

Dimana;

$$\begin{aligned} U_{arsir} &= \pi \times d \\ &= \pi \times 1,2 \text{ m} = 3,771 \text{ m} \end{aligned}$$

$$P_{u,pile} = 1698,3 \text{ kN}$$

Maka;

$$\tau_u = \frac{1698,3 \text{ kN}}{3,771 \text{ m} \times 1,2 \text{ m}} = 0.375396413 \text{ MPa}$$

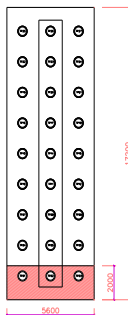
Syarat;

$$\begin{aligned} \tau_c &= \frac{1}{3} \times \lambda \times \sqrt{f'c'} \\ &= \frac{1}{3} \times 1 \times \sqrt{55 \text{ MPa}} \\ &= 2,45 \text{ MPa} > \tau_u = 0.375396413 \text{ MPa} \\ &\text{(MEMENUHI)} \end{aligned}$$

Desain penulangan pile cap

Arah X

Penampang kritis terletak dari muka dinding kolom sampai tepi pile cap. Penampang kritis ditunjukkan dengan bagian arsiran pada gambar berikut;



Gambar 10.45. Penulangan pile cap arah X.

Momen ultimate;

$$Mu = nx \times Pu_{\text{reduce}} \times X_{p1} - Wu \times X_{\text{poer}}$$

Dimana;

nx = jumlah pile pada baris memanjang pertama dari muka dinding abutment pada daerah arsir = 27 pile

$$Pu_{\text{reduce}} = \frac{a}{\phi} Pu, \text{pile} = \frac{600}{600} \times 1698,3 \text{ kN} = 1698,3 \text{ kN}$$

X_{p1} = jarak titik berat pile baris memanjang pertama dari muka kolom ke muka dinding abutment dalam arah $x = 1 \text{ m}$.

X_{poer} = jarak titik berat penampang kritis pile cap ke muka abutment dalam arah $x = 2 \text{ m}$

$$\begin{aligned} Wu &= \text{berat penampang kritis pile cap} \\ &= 1 \times b \times t \times BJ \\ &= 5,6 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 363.4092 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka;

$$\begin{aligned} Mu &= 3 \times 1691,5 \text{ kN} \times 1 \text{ m} - 363.409 \text{ kN} \times 2 \text{ m} \\ &= 11815.02512 \text{ kNm} = 11815025120 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 \times fc'} \\ &= \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \times 55 \text{ MPa}} \\ &= 8,56 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2} \\ &= \frac{11815025120 \text{ Nmm}}{0,85 \times 11000 \text{ mm} \times (1318 \text{ mm})^2} \\ &= 1.349501254 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} = 0,0035$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times fc'}{fy} \left[\frac{600}{600 + fy} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 55 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} \left[\frac{600}{600 + 400 \text{ MPa}} \right] \end{aligned}$$

$$= 0.05960625$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0.05960625 = 0.0447$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{8,56} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8,56 \times 1.349501254}{400 \text{ MPa}}} \right) \\ &= 0.003423906\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}1,3 \times \rho &> \rho_{\min} \\ 0.004451077 &> 0,0035\end{aligned}$$

Maka, pakai $\rho = 0.004451077$

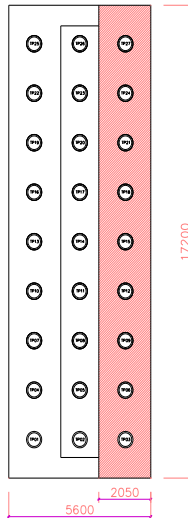
$$\begin{aligned}\text{As pakai} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d_x \\ &= 0.004451077 \times 5600 \text{ mm} \times 1318 \text{ mm} \\ &= 32852.5108 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

Jadi pakai, 50D 32

$$\begin{aligned}\text{As} &= 50 \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= 90 \times \frac{1}{4} \times \pi \times (32 \text{ mm})^2 \\ &= 40228.57143 \text{ mm}^2 > \text{As pakai} \\ &(\text{MEMENUHI})\end{aligned}$$

Arah Y

Penampang kritis terletak dari muka dinding kolom sampai tepi pile cap. Penampang kritis ditunjukkan dengan bagian arsiran pada gambar berikut;



Gambar 10.46. Penulangan pile cap arah Y.

Momen ultimate;

$$M_u = n_y \times P_{u, \text{reduce}} \times Y_{p1} - W_u \times Y_{\text{poer}}$$

Dimana;

n_y = jumlah pile pada baris memanjang pertama dari muka dinding abutment pada daerah arsir = 9 pile

$$P_{u, \text{reduce}} = \frac{a}{\phi} P_{u, \text{pile}} = \frac{600}{600} \times 1691,5 \text{ kN} = 1691,5 \text{ kN}$$

Y_{p1} = jarak titik berat pile baris memanjang pertama dari muka kolom ke muka dinding abutment dalam arah y = 0,85 m.

Y_{poer} = jarak titik berat penampang kritis pile cap ke muka abutment dalam arah y = 1,025 m

W_u = berat penampang kritis pile cap
 $= 1 \times b \times t \times BJ$
 $= 17,2 \text{ m} \times 2,05 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 1565,597 \text{ kN}$

Maka;

$$\begin{aligned} Mu &= 9 \times 1565,597 \text{ kN} \times 0,85 \text{ m} - 1451.041 \text{ kN} \times 1,025 \text{ m} \\ &= 33827,521 \text{ kNm} = 33827520555 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} \\ &= \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \times 55 \text{ MPa}} \\ &= 8,56 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mu}{\phi \times b \times d x^2} \\ &= \frac{33827520555 \text{ Nmm}}{0,85 \times 15000 \text{ mm} \times (1318 \text{ mm})^2} \\ &= 1,25796 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400 \text{ MPa}} = 0,0035$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_{c'}}{f_y} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 55 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} \left[\frac{600}{600 + 400 \text{ MPa}} \right] \\ &= 0.05960625 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0.05960625 = 0.0447$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{8,56} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8,56 \times 1,25796}{400 \text{ MPa}}} \right) \\ &= 0.003188402 \end{aligned}$$

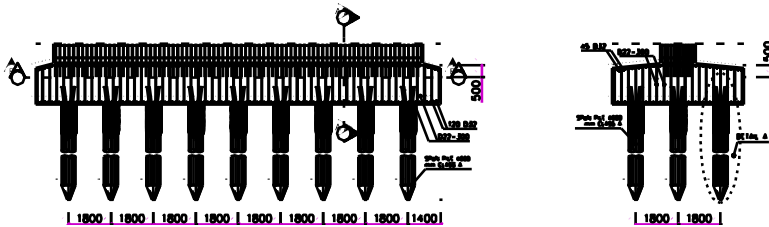
$$\begin{aligned} 1,3 \times \rho &> \rho_{\min} \\ 0.004144922 &> 0,0035 \end{aligned}$$

Maka, pakai $\rho = 0.004144922$

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times dx \\ &= 0.004144922 \times 17200 \text{ mm} \times 1318 \text{ mm} \\ &= 93963.73113 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

Jadi pakai, 130D32

$$\begin{aligned}
 A_s &= 130 \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= 130 \times \frac{1}{4} \times \pi \times (32 \text{ mm})^2 \\
 &= 104594.2857 \text{ mm}^2 > A_s \text{ pakai} \\
 &\text{(MEMENUHI)}
 \end{aligned}$$



Gambar 10.47. Detail penulangan pile cap pilar.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB 11

METODE PELAKSANAAN *BALANCED CANTILEVER*

11.1 Tahapan Metode Konstruksi

11.1.1 Metode Konstruksi

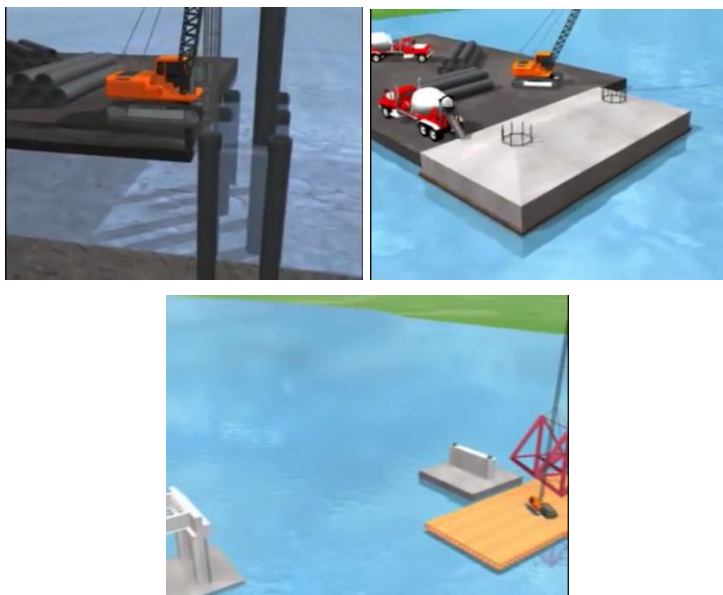
Untuk metode pelaksanaan jembatan busur rangka ini menggunakan metode *balanced cantilever* dengan dibantu tarikan kabel untuk menahan lendutan akibat berat sendiri. Sedangkan untuk pemasangan profil busur dibantu dengan menggunakan temporary tower yang dipasang pada pinggir jembatan dan crane ponton selama proses *erection* berlangsung.

Analisa perhitungan perencanaan metode pelaksanaan menggunakan metode *Staging analysis* untuk perencanaan Jembatan dengan sistem busur ini dilakukan dengan program bantu SAP2000, yaitu dimana jembatan dianalisa bertahap dari mulai pendirian temporary tower akhir hingga *erection* untuk mengetahui kekuatan kabel penarik.

11.1.2 Tahapan Metode *Balanced Cantilever*

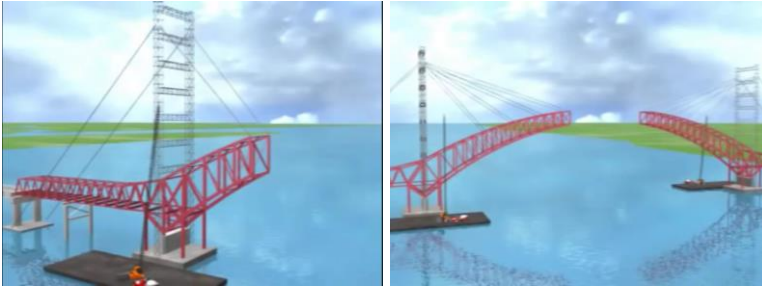
11.1.2.1 Tahap 1: Konstruksi Pondasi dan Poer

Pelaksanaan konstruksi jembatan busur modifikasi diawali dengan pekerjaan pondasi dengan tipe tanah setempat sesuai dengan tes SPT, maka tipe pondasi yang digunakan untuk abutment dan pilar adalah pondasi tiang pancang tipe spun pile D600 mm yang sesuai spesifikasi oleh PT. WIKA Beton. Dilanjutkan dengan konstruksi poer lalu konstruksi abutmen/pilar.



Gambar 11.1. Tahap 1 (Konstruksi bangunan bawah jembatan).
Sumber: Jembatan syetayan (PT. Wiraguna Tani)

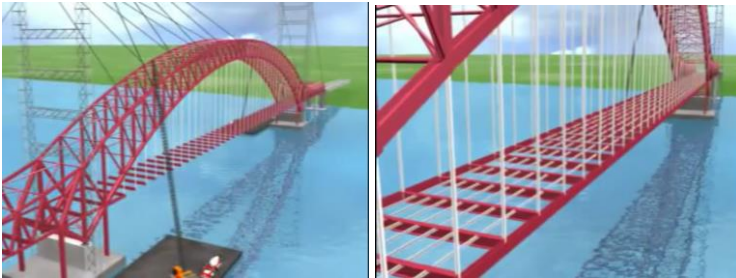
11.1.2.2 Tahap 2: Pelaksanaan Struktur Atas Jembatan
 Struktur atas jembatan modifikasi yang direncanakan adalah struktur busur rangka baja, sebagai struktur bentang utama jembatan sembayat, metode yang digunakan untuk perancangannya adalah menggunakan metode *balanced cantilever*. Tahapan awal dengan pemasangan portal akhir pada tepi abutment, dilanjutkan dengan dibuatnya *temporary tower* untuk ereksi rangka busur tengah jembatan. Ereksi busur dibagi menjadi 6 segmen, setiap segmen selebar 15 m dengan setiap segmen perlu di *install temporary cable*.



Gambar 11.2. Tahap 2 (Ereksi konstruksi rangka baja busur).
Sumber: Jembatan syetayan (PT. Wiraguna Tani)

11.1.2.3 Tahap 3: Konstruksi struktur utama

Setelah ereksi busur telah dilakukan maka dilanjutkan dengan struktur utama busur lainnya yaitu *hanger* (kabel tarik) dengan menggunakan spesifikasi dari Mccaloy, dilanjutkan dengan gelagar melintang, main girder, dan gelagar memanjang. Setelah itu *temporary tower* dilakukan pembongkaran.





Gambar 11.3. Tahap 3 (Instalasi konstruksi gelagar dan hanger).

Sumber: Jembatan syetayan (PT. Wiraguna Tani)

11.1.2.4 Tahap 4: Pelaksanaan *Deck* Jembatan

Pekerjaan berikutnya adalah pemasangan *compodeck* yang juga berfungsi sebagai *formwork*, dilanjutkan dengan penulangan deck jembatan, dan pengecoran.



Gambar 11.4. Tahap 4 (Konstruksi pelat lantai kendaraan).

Sumber: Jembatan syetayan (PT. Wiraguna Tani)

11.1.2.5 Tahap 5: Pekerjaan *Finishing*

Setelah semua pekerjaan struktural telah dilakukan, pekerjaan terakhir adalah finishing yaitu pemasangan railing, pengaspalan, pekerjaan marka jalan, pemasangan instalasi lampu jalan, dan lain sebagainya.



Gambar 11.5. Tahap 5 (Finishing).

Sumber: Jembatan syetayan (PT. Wiraguna Tani)

11.2 Analisa Struktur

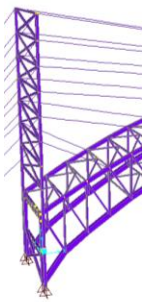
Dalam analisa metode pelaksanaan pada Bab ini terbatas hanya pada analisa kekuatan kabel dalam metode *balanced cantilever*.

Pembeban yang diinput dalam SAP2000 adalah beban pelaksanaan yang terdiri atas (SNI 1725:2016 ps. 10.3):

- a. Beban yang disebabkan oleh aktivitas pelaksanaan itu sendiri dan;
- b. Aksi lingkungan yang mungkin timbul selama waktu pelaksanaan, tidak perlu untuk mempertimbangkan pengaruh gempa selama pelaksanaan konstruksi.

11.2.1 Perencanaan *Temporary Tower*

Temporary tower dipasang di ujung jembatan yang berdiri dianggap menopang setengah dari beban busur jembatan. Dengan detail berat setengah busur jembatan dibawah ini:



Gambar 11.6. Temporary tower.

Tabel 11.1. Berat setengah bentang busur jembatan.

TABLE: Groups 3 - Masses and Weights					
GroupName	SelfMass	SelfWeight	TotalMassX	TotalMassY	TotalMassZ
Text	KN-s2/m	KN	KN-s2/m	KN-s2/m	KN-s2/m
ALL	844.4	7396.347	844.4	844.4	844.4

Perencanaan temporary tower penahan untuk kabel direncanakan dengan detail dibawah ini;

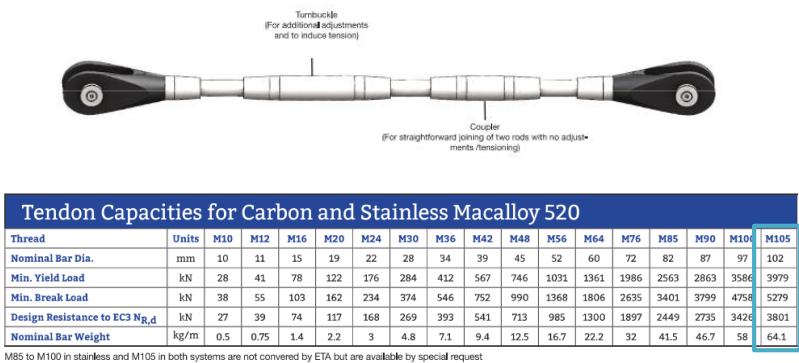
- Rangka vertikal temporary tower = Box 500 500 22
- Rangka diagonal temporary tower = Box 200 200 16

11.2.2 Analisa Kabel

Pada perencanaan batang penggantung (*Hanger*) digunakan *cable tipe tension rods*, yang diproduksi oleh Macalloy dengan nama produksi Macalloy 520.

Data perencanaan cable:

- Diameter (Ø) = 102 mm
- Berat (w) = 32 kg/m = 0,32 kN/m
- Min. break load (kN) = 5279 kN



Gambar 11.7. Spesifikasi kabel M106.

dengan detail material sebagai berikut:

Material Properties						
Product Name	Material	Min. Yield Stress N/mm²	Min. Breaking Stress N/mm²	Min. Elongation %	Min. Charpy Impact Value J@ +20°C	Young Modules kN/mm²
Macalloy 460	Carbon Steel	460	610	19	27	205
Macalloy S460	Stainless Steel	460	610	15	27	205
Macalloy 520	Carbon Steel	520	690	19	27	205
Macalloy S520	Stainless Steel	520	690	15	27	205

Gambar 11.8. Material kabel Maccalloy 520.

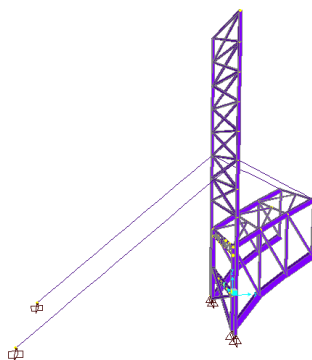
11.2.2.1 Staging Analysis

Pada perencanaan balanced cantilever, dalam setengah bentang dibagi menjadi 6 segmen, dimana setiap segmen sepanjang $3 \lambda = 3 \times 5 \text{ m} = 15 \text{ meter}$.

Stage 1

Panjang tarikan main span = $3 \lambda = 3 \times 5 \text{ m} = 15 \text{ meter}$,

Panjang tarikan side span = 38 meter.



Gambar 11.9. Stage 1 balanced cantilever.

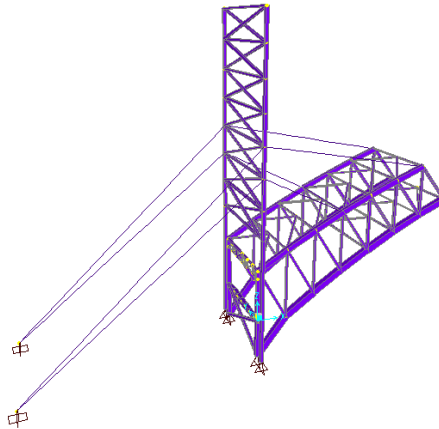
Berdasarkan hasil analisa SAP2000, kabel diberi tarikan sebesar berikut;

Tabel 11.2. Gaya tarikan kabel stage 1.

Elemen	Gaya Tarikan Kabel (kN)	Min. Break Load (kN)	Keterangan
Main Span	305.471	5279	OK
Side Span	867.704	5279	OK

Stage 2

Panjang tarikan main span = $6 \lambda = 6 \times 5 \text{ m} = 30 \text{ meter}$,
Panjang tarikan side span = 38 meter.



Gambar 11.10. Stage 2 balanced cantilever.

Berdasarkan hasil analisa SAP2000, kabel diberi tarikan sebesar berikut;

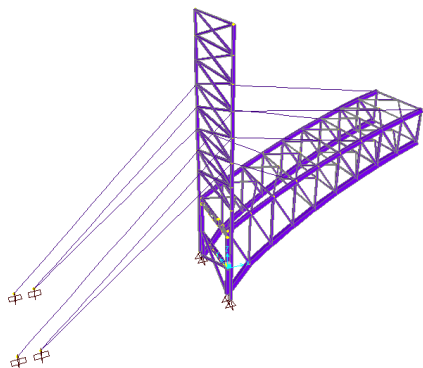
Tabel 11.3. Gaya tarikan kabel stage 2.

Elemen	Gaya Tarikan kabel (kN)	Min. Break Load (kN)	Keterangan
Main Span	724.206	5279	OK
Side Span	911.861	5279	OK

Stage 3

Panjang tarikan main span = $9 \lambda = 9 \times 5 \text{ m} = 45 \text{ meter}$,

Panjang tarikan side span = 42 meter.



Gambar 11.11. Stage 3 balanced cantilever.

Berdasarkan hasil analisa SAP2000, kabel diberi tarikan sebesar berikut;

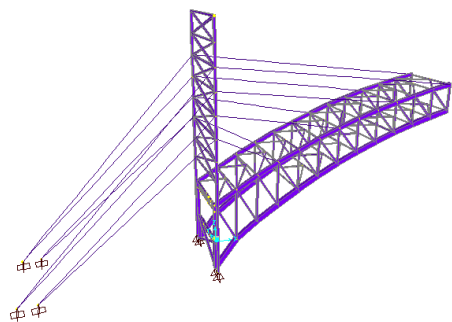
Tabel 11.4. Gaya tarikan kabel stage 3.

Elemen	Gaya Tarikan Kabel (kN)	Min. Break Load (kN)	Keterangan
Main Span	926.398	5279	OK
Side Span	1030.942	5279	OK

Stage 4

Panjang tarikan main span = $3 \lambda = 12 \times 5 \text{ m} = 60 \text{ meter}$,

Panjang tarikan side span = 42 meter.



Gambar 11.12. Stage 4 balanced cantilever.

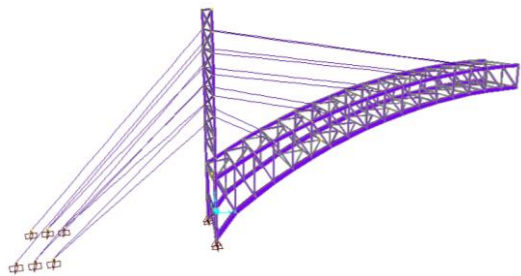
Berdasarkan hasil analisa SAP2000, kabel diberi tarikan sebesar berikut;

Tabel 11.5. Gaya tarikan kabel stage 4.

Elemen	Gaya Tarikan Kabel (kN)	Min. Break Load (kN)	Keterangan
Main Span	1083.107	5279	OK
Side Span	1084.681	5279	OK

Stage 5

Panjang tarikan main span = $15 \lambda = 15 \times 5 \text{ m} = 75 \text{ meter}$,
Panjang tarikan side span = 46 meter.



Gambar 11.13. Stage 5 balanced cantilever.

Berdasarkan hasil analisa SAP2000, kabel diberi tarikan sebesar berikut;

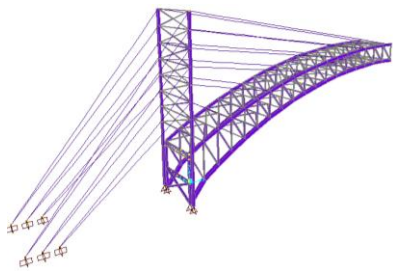
Tabel 11.6. Gaya tarikan kabel stage 5.

Elemen	Gaya Tarikan Kabel (kN)	Min. Break Load (kN)	Keterangan
Main Span	2034.915	5279	OK
Side Span	1984.698	5279	OK

Stage 6

Panjang tarikan main span = $18 \lambda = 18 \times 5 \text{ m} = 90 \text{ meter}$,

Panjang tarikan side span = 46 meter.



Gambar 11.14. Stage 5 balanced cantilever.

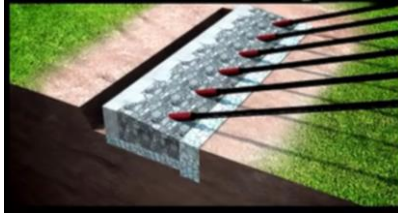
Berdasarkan hasil analisa SAP2000, kabel diberi tarikan sebesar berikut;

Tabel 11.7. Gaya tarikan kabel stage 6.

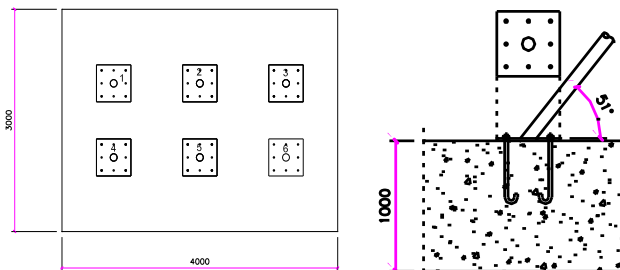
Elemen	Gaya Tarikan Kabel (kN)	Min. Break Load (kN)	Keterangan
Main Span	2172.304	5279	OK
Side Span	1876.541	5279	OK

11.2.3 Perencanaan Blok Angkur

11.2.3.1 Data Perencanaan



Gambar 11.15. Ilustrasi rencana pengangkur.
Sumber: Bosiden bridge, China (youtube.com)



Gambar 11.16. Detail perencanaan blok angkur.

Data beton;

Mutu beton $(f'_c) = 60 \text{ MPa}$

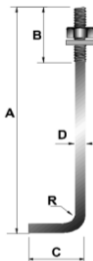
Dimensi;

$p = 3000 \text{ mm}$

$l = 2000 \text{ mm}$

$t = 1000 \text{ mm}$

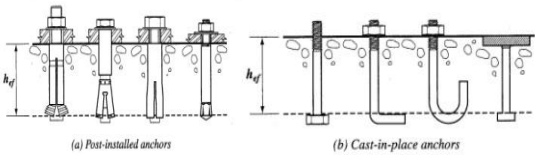
Angkur yang digunakan merupakan angkur produksi dari PT. Gunung Raja Praksa, dengan spesifikasi sebagai berikut;



Part Number	Bar Diameter (D)	A	Tread Length (B)	C	Radius (r)	Vertical Embedment Length (Ld)	Total Length	Nut
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
STD-00-IAB016	16	560	100	100	25	460	630	M-16
STD-00-IAB019	19	675	125	120	25	550	765	M-20
STD-00-IAB022	22	755	125	130	50	630	840	M-22

Gambar 11.17. Spesifikasi angkur M22.

Tipe angkur = cost-in place anchors (hooked bolts)



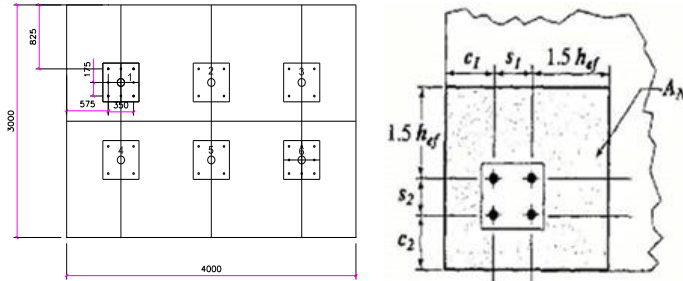
Gambar 11.18. Tipe angkur rencana.

Mutu baja

Angkur = BJ 55
fut = 550 MPa
fy = 410 MPa

Pelat baja = BJ 55
fut = 550 MPa
fy = 410 MPa

Jarak pengankuran rencana

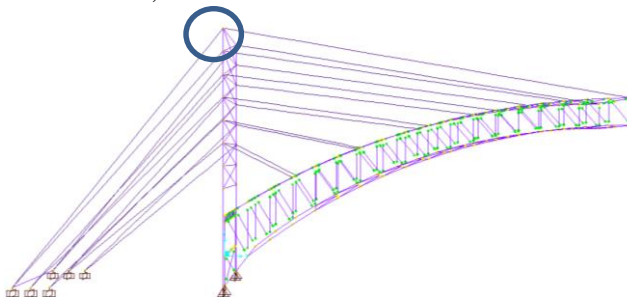


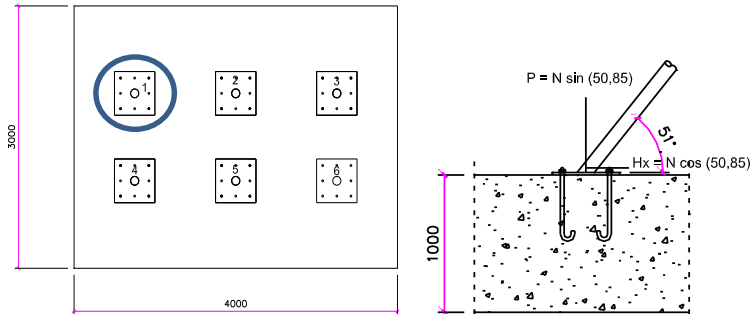
Gambar 11.19. Jarak pengangkur rencana.

h_{ef}	= 755 mm	
s_1	= 350 mm	< $3.h_{ef}$ (MEMENUHI)
s_2	= 175 mm	< $3.h_{ef}$ (MEMENUHI)
c_{a1}	= 575 mm	< $1.5.h_{ef}$ (MEMENUHI)
c_{a2}	= 825 mm	< $1.5.h_{ef}$ (MEMENUHI)
n	= jumlah angkur rencana = 8	
tp	= 20 mm	

11.2.3.2 Cek Kekuatan Nominal Angkur

Dalam perhitungan kuat nominal, perlu diketahui gaya aksial yang terjadi akibat tarikan kabel, dimana gaya tarik kabel maksimal pada angkur 1 didapatkan dari analisa SAP2000 bisa dilihat pada gambar berikut ini;





Gambar 11.20. Kabel 1 (sampel perhitungan).

Gaya tarik kabel maks = 1876.541 kN

$N_u = 1876.541 \text{ kN} \times \sin(50,85^\circ) = 1033,748 \text{ kN}$

$V = 1876.541 \text{ kN} \times \cos(50,85^\circ) = 1566.13 \text{ kN}$

Dalam perhitungan kapasitas kekuatan angkur mengacu pada peraturan *American Concrete Institution* (ACI 318-08 Appendix D: Anchoring to Concrete) yang secara garis besar menganalisa angkur dalam dua kondisi yaitu;

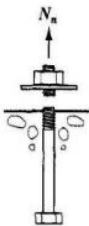
1. Kapasitas tarik
 - Kapasitas tarik angkur baja
 - Kapasitas keruntuhan beton
2. Kapasitas geser
 - Kapasitas geser angkur baja
 - Kapasitas keruntuhan beton

Dengan faktor reduksi nominal sebagai berikut;

Tabel 11.8. Faktor reduksi.

Failure Mode	Anchor Property	Φ Factor			
		Condition A		Condition B	
		Tension	Shear	Tension	Shear
Steel	Ductile	Use Condition B		0.75	0.65
	Brittle			0.65	0.60
Side Face Blowout	CIP	0.75	0.75	0.70	0.70
Breakout	CIP	0.75	0.75	0.70	0.70
	Cat. 1	0.75	0.75	0.65	0.70
	Cat. 2	0.65	0.75	0.55	0.70
	Cat. 3	0.55	0.75	0.45	0.70
Pullout	CIP	Use Condition B		0.70	0.70
	Cat. 1			0.65	0.70
	Cat. 2			0.55	0.70
	Cat. 3			0.45	0.70
Pryout	CIP	Use Condition B		0.70	0.70
	Cat. 1			0.65	0.70
	Cat. 2			0.55	0.70
	Cat. 3			0.45	0.70

Kapasitas tarik
Kapasitas nominal tarik angkur baja (ACI318-08 sec. D.5.1)



Gambar 11.21. Kegagalan tarik angkur baja.

$N_{sa} = n \times A_{se,N} \times f_{uta}$

Dimana;

$n = 8$

$A_{se,N} = \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2$
 $= 380.286 \text{ mm}^2$

$f_{uta} = 550 \text{ MPa}$

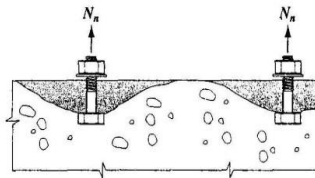
maka;

$$\begin{aligned} N_{sa} &= 8 \times 380.286 \text{ mm}^2 \times 550 \text{ MPa} \\ &= 1673.26 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat;

$$\begin{aligned} \phi N_{sa} &> N_u \\ 0.75 \times 1673.26 \text{ kN} &> 1033.75 \text{ kN} \\ (\text{MEMENUHI}) \end{aligned}$$

Kapasitas keruntuhan beton akibat Tarik (ACI318-08 sec. D.5.2)



Gambar 11.22. Keruntuhan beton akibat tarik.

$$N_{cb} = \frac{A_{nc}}{A_{nco}} \times \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} N_b$$

Dimana;

$$h_{ef} = 755 \text{ mm}$$

$$s_1 = 350 \text{ mm}$$

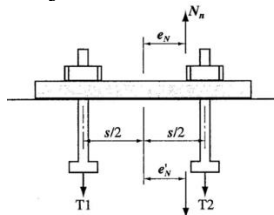
$$s_2 = 175 \text{ mm}$$

$$c_{a1} (\text{min}) = 575 \text{ mm}$$

$$c_{a2} (\text{max}) = 825 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{nc} &= (c_1 + s_1 + 1.5 \cdot h_{ef}) (c_2 + s_2 + 1.5 \cdot h_{ef}) \\ &= 3342431 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$e'_N = 1000 \text{ mm} \quad (\text{jarak eksentrisitas tarik})$$



Gambar 11.23. Eksentrisitas Tarik (e'_N).

$$A_{nco} = 9 \times h_{ef}^2 = 9 \times 755^2 = 5130225 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}\Psi_{ec,N} &= \text{Faktor modifikasi untuk angkur eksentris tarik} \\ &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2en}{3hef}\right)} = 0.53\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Psi_{ed,N} &= c_{\min} < 1.5 h_{ef} \\ &= 0.7 + \left(\frac{0.3c_{\min}}{1.5hef}\right) = 0.85\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Psi_{c,N} &= c_{\min} < 1.5 h_{ef} \\ &= 1.25\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N_b &= k \times \sqrt{f'c} \times \sqrt[3]{hef} \\ &= 24 \times \sqrt{60} \times \sqrt[3]{755} = 3856.62 \text{ kN}\end{aligned}$$

Maka;

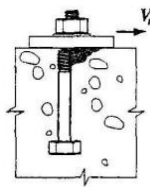
$$\begin{aligned}N_{cb} &= \frac{3342431 \text{ mm}^2}{5130225 \text{ mm}^2} \times 0.53 \times 0.85 \times 1.25 \times 3856.62 \text{ kN} \\ &= 1421.65 \text{ kN}\end{aligned}$$

Syarat;

$$\begin{aligned}\phi N_{cb} &> N_u \\ 0.75 \times 1421.65 \text{ kN} &> 1033.75 \text{ kN} \\ 1066.24 \text{ kN} &> 1033.75 \text{ kN} \\ (\text{MEMENUHI})\end{aligned}$$

Kapasitas geser

Kapasitas nominal geser angkur baja (ACI318-08 sec. D.6.1)



Gambar 11.24. Kegagalan geser angkur baja.

$$V_{sa} = 0.6 \times n \times A_{se,N} \times f_{uta} \quad (\text{untuk hooked bolts})$$

Dimana;

$$n = 8$$

$$A_{se,V} = \frac{1}{4} \times \pi \times 35^2$$

$$= 962.5 \text{ mm}^2$$

$$f_{uta} = 550 \text{ MPa}$$

maka;

$$V_{sa} = 0,6 \times 8 \times 962.5 \text{ mm}^2 \times 550 \text{ MPa}$$

$$= 2541 \text{ kN}$$

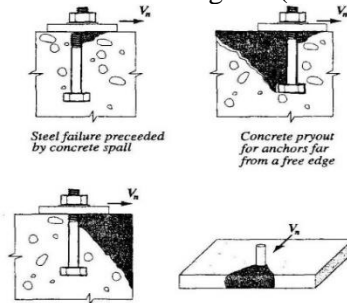
Syarat;

$$\phi V_{sa} > V_u$$

$$0.65 \times 2541 \text{ kN} > 1566.13 \text{ kN}$$

(MEMENUHI)

Kapasitas keruntuhan beton akibat geser (ACI318-08 sec. D.6.2)



Gambar 11.25. Keruntuhan beton akibat geser.

$$V_{cb} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \times \Psi_{ec,v} \Psi_{ed,v} \Psi_{c,v} V_b$$

Dimana;

$$c_{al} = 575 \text{ mm}$$

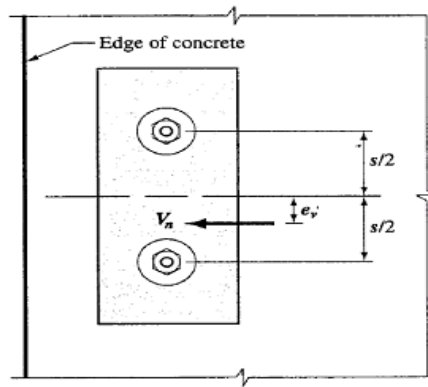
$$h = 1000 \text{ mm} \quad (\text{tebal beton})$$

$$l = 755 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = (2 c_l \times (1.5 \times s_l) + s_l) \times h$$

$$= 2075000 \text{ mm}^2$$

$$e'_v = 1000 \text{ mm} \quad (\text{jarak eksentrisitas tarik})$$



Gambar 11.26. Eksentrisitas geser (e'_v).

$$d_0 = 22 \text{ mm}$$

$$A_{vco} = 4,5 \times c1^2 = 9 \times 575^2 = 1487812.50 \text{ mm}^2$$

$\Psi_{ec,V}$ = Faktor modifikasi untuk angkur eksentris geser

$$= \frac{1}{1 + \left(\frac{2ev}{3c1}\right)} = 0.46$$

$$\Psi_{ed,V} = c_{min} < 1.5 h_{ef}$$

$$= 0,7 + \left(\frac{0,3.ca2}{1.5ca1}\right) = 0.99$$

$$\Psi_{c,V} = 1,40$$

$$V_b = 7 \times \left(\frac{l}{d_0}\right)^2 \times \sqrt{d_0} \times \sqrt{f'c} \times \sqrt[3]{Ca1}$$

$$= 7112 \text{ kN}$$

Maka;

$$V_{cb} = \frac{2075000 \text{ mm}^2}{1487812.50 \text{ mm}^2} \times 0,46 \times 0,99 \times 1,40 \times 7112 \text{ kN}$$

$$= 6346,74 \text{ kN}$$

Syarat;

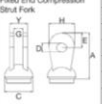
$$\phi V_{cb} > V_u$$

$$0.75 \times 6346,74 \text{ kN} > 1566.13 \text{ kN}$$

$$4760.05 \text{ kN} > 1566.13 \text{ kN}$$

(MEMENUHI)

11.2.3.3 Perhitungan Sambungan Plat Angkur dengan Kabel

Macalloy CHS Fork End Dimensions																
System Ref	Product Ref	Units	CSF 33.7	CSF 42.4	CSF 48.3	CSF 60.3	CSF 76.1	CSF 88.9	CSF 114.3	CSF 139.7	CSF 168.3	CSF 193.7	CSF 219.1	CSF 244.5	CSF 273.0	CSF 323.9
	A	mm	75	95	109	130	161	185	218	255	303	340	398	462	495	574
	G (min)	mm	13	16	20	25	30	35	40	45	49.5	59.5	76	76	86	91
	C Dia.	mm	33.7	42.4	48.3	60.3	76.1	88.9	114.3	139.7	168.3	193.7	219.1	244.5	273	323.9
	D Dia.	mm	13	17	21.5	25.5	31.5	37.5	43.5	49.5	57.5	65.5	78.5	91.5	96.5	111.5
	E	mm	22	29	34	42	52	61	70	81	97	111	132	153	162	189
	Y	mm	22	28	37	44	53	64	75	87	97.5	115.5	146	153	169	174
	H	mm	34	45	53	64	81	93	109	123	147	169	201	236	248	289

Gambar 11.27. Spesifikasi dimensi fork dan gusset plate.

Gusset Plate dan Pin

Kekuatan gusset plate

fy = 520 MPa

fu = 660 MPa

Tebal gusset (Y) = 174 mm

Tebal pelat = 15 mm

Kekuatn pelat sambung

fy = 410 MPa

fu = 550 MPa

Diameter pin (φ) = 111,5 mm

Bidang geser (m) = 2

Sambungan pin

Kuat geser pin

Vd = Øf × Vn
= 0,75 × r1 × fu^b × Ab × m
= 0,75 × 0,5 × 660 × (0,25 × π × 105²) × 2
= 4287937,5
= 4287,937 kN

Syarat:

Vd ≥ Pu
4287,937 kN ≥ 1876.541 kN

Jadi, sambungan pin diameter 111,5 mm bisa digunakan.
(MEMENUHI)

Sambungan las

$$f_y = \frac{Vu}{A}$$

$$= \frac{1876.541 \text{ kN}}{174+289}$$

$$= 4053,004 \text{ N/mm}$$

$$\phi R_n = 4053,004 \text{ N/mm}$$

Tahanan las

$$\phi R_n = \phi \times T_e \times 0,6 \times f_{u_w}$$

$$187,65 = 0,75 \times 0,707a \times 490 \text{ Mpa}$$

$$a = \frac{4053,004 \text{ N/mm}}{155,9 \text{ MPa}}$$

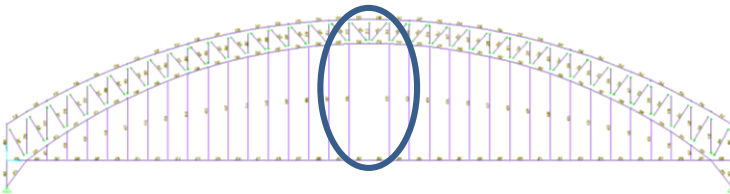
$$= 25,998 \text{ mm} = 30 \text{ mm (pakai)}$$

11.3 Kontrol *Accidental Load*

Kontrol *accidental load* merupakan kondisi jembatan dimana mengalami kegagalan struktur batang penggantung (*hanger*). Kontrol kegagalan ini diperhitungkan untuk mengetahui performa jembatan setelah mengalami kerusakan serta memberikan waktu untuk tim maintenance untuk memperbaiki kerusakan jembatan.

11.3.1.1 Perencanaan Kabel Putus

Dalam perencanaan kondisi *accidental load*, diasumsikan *hanger* putus pada kabel yang mengalami tarik terbesar yaitu pada kabel 405, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar berikut ini;



Gambar 11.28. Perencanaan kabel putus pada kabel 405.

11.3.1.2 Analisa Struktur

Pada kondisi *accidental load* dianalisa menggunakan SAP2000 untuk mendapatkan nilai gaya dalam maksimal pada frame utama

yaitu busur atas, busur bawah dan main girder. Berikut merupakan hasil analisa gaya dalamnya;

Tabel 11.9. Kontrol aksial akibat *accidental load*.

Frame Elemen	Pu (kN)	ØPn (kN)	Keterangan
Busur atas	-24182.379	60445.111	OK
Busur bawah	-43589.129	88771.147	OK
Main girder	9847.357	44206.447	OK

Tabel 11.10. Kontrol momen akibat *accidental load*.

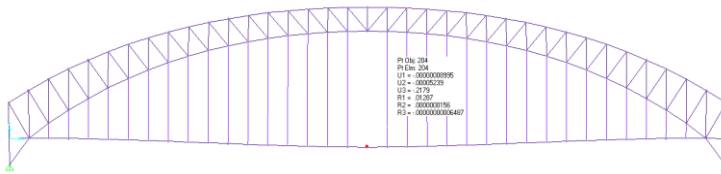
Frame Elemen	Mxu (kN)	Myu (kN)	ØMnx (kN)	ØMny (kN)	Keterangan
Busur atas	844.316	-147.609	19753.308	16476.588	OK
Busur bawah	-6678.398	5400.371	35846.874	31042.494	OK
Main girder	-2556.162	2576.337	11715.75	11715.75	OK

Tabel 11.11. Kontrol geser akibat *accidental load*.

Frame Elemen	Vux (kN)	Vuy (kN)	ØVnx (kN)	ØVny (kN)	Keterangan
Busur atas	54.834	-29.214	23911.2	18597.6	OK
Busur bawah	-582.583	720.99	34095.6	27896.4	OK
Main girder	45.652	-114.216	15498	15498	OK

Tabel 11.12. Total rasio interaksi gaya dalam.

Frame Elemen	Total Ratio	Keterangan
Busur atas	0.446	OK
Busur bawah	0.811	OK
Main girder	0.595	OK



Gambar 11.29. Lendutan akibat accidental load.

Lendutan yang terjadi = 22,84 cm

Syarat;

$$22,84 \text{ cm} < \frac{L}{800}$$

$$22,84 \text{ cm} < \frac{18000 \text{ cm}}{800}$$

$$22,84 \text{ cm} < 22,5 \text{ cm}$$

(MEMENUHI)

Dalam keadaan *accidental load*, frame utama antara lain main girder, busur bawah dan busur atas tidak mengalami *overstress*, tetapi lendutan yang terjadi melebihi yang disyaratkan, sehingga perlu untuk diberlakukan buka tutup jalan pada saat kondisi tersebut.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB 12

KESIMPULAN

Dari hasil modifikasi jembatan sembayat lama dengan struktur busur rangka baja maka dari hasil analisa diperoleh data – data sebagai berikut:

1. Dimensi jembatan yang direncanakan adalah dengan panjang bentang 180 meter, lebar jalan 12 meter dengan 2 lajur kearah Tuban dan Gresik, dan 1,5 meter lebar trotoar.
2. Untuk dimensi busur sendiri, memiliki tinggi focus busur 35 meter dan tinggi penampang 6 meter.
3. Perencanaan pelat lantai kendaraan merupakan pelat beton yang memiliki ketebalan 25 cm dan dilapisi aspal dengan ketebalan 4 cm, dengan menggunakan Compodeck yang berfungsi sebagai formwork dan tulangan positif dengan tebal 0,7 mm yang diproduksi oleh LYSAGHT. Tulangan yang terpasang adalah D16 – 200 untuh arah melintang dan D10 – 200 untuk tulangan susut.
4. Mutu baja profil yang digunakan:
BJ 55:
 $f_y = 550 \text{ MPa}$
 $f_u = 410 \text{ MPa}$
5. Dari hasil perhitungan struktur sekunder jembatan busur didapatkan :
 - Profil gelagar memanjang WF 488 x 300 x 18 x 11
 - Profil gelagar melintang WF 900 x 300 x 28 x 16
 - Ikatan angin lantai kendaraan Box 250 x 250 x 18
 - Ikatan angin rangka WF 250 250 14 9
 - Ikatan silang angin Box 450 x 450 x 16
6. *Cable* yang digunakan adalah produksi dari Macalloy dengan tipe cable Macalloy 520 carbon steel dengan ukuran M105 / diameter 102 mm.
7. Profil rangka utama menggunakan brosur PT GUNUNG RAJA PAKSI yang memiliki mutu GR 50 A ($f_y = 345 \text{ Mpa}$)

dan $f_u = 565 \text{ Mpa}$) Berikut merupakan rekap profil rangka utama jembatan :

- Batang tepi atas segmen 1 Box 900 x 700 x 60
 - Batang tepi atas segmen 2 Box 900 x 700 x 52
 - Batang tepi bawah segmen 1 Box 1100 x 900 x 50
 - Batang vertikal Box 350 x 350 x 12
 - Batang diagonal segmen WF 582 x 300 x 17 x 12
 - Rangka portal akhir WF 175 175 11 7
 - Kolom portal akhir 700 700 25
 - Balok portal akhir 350 x 350 x 12
8. Perletakaan yang digunakan menggunakan perletakan sendi dan rol.
 9. Abutment jembatan memiliki tinggi dinding abutment = 6 meter dan lebar 15 meter dengan lebar poer 17,2 meter dan tebal 2 meter. Mutu beton yang digunakan adalah f'_c 30 MPa.
 10. Pondasi struktur menggunakan tiang pancang spun pile PT. WIKA BETON dengan diameter 60 cm (Tipe A) yang memiliki kedalaman 59 meter sesuai dengan penyelidikan tanah SPT (Standard Penetration Test). Jumlah tiang pancang yang dibutuhkan 45 buah.
 11. Pilar jembatan memiliki tinggi kolom = 6 meter dan lebar 15 meter dengan lebar poer 17,2 meter dan tebal 1,5 meter. Mutu beton yang digunakan adalah f'_c 30 MPa.
 12. Pondasi struktur menggunakan tiang pancang spun pile PT. WIKA BETON dengan diameter 60 cm (Tipe A) yang memiliki kedalaman 58 meter sesuai dengan penyelidikan tanah SPT (Standard Penetration Test). Jumlah tiang pancang yang dibutuhkan 27 buah.
 13. Metode pelaksanaan yang digunakan adalah metode balanced cantilever dengan mengandalkan tarikan kabel yang dihubungkan ke temporary tower.
 14. Accidental load, dianalisa ketika cable hanger dengan tarik aksial paling maksimum dianggap putus. Dan telah dianalisa bahwa jembatan masih dalam kondisi aman.

DAFTAR PUSTAKA

- (AISC), A. I. (2010). *Spesification for Structural Steel Buildings*. Chicago, illonois: AISC 2010.
- BSN. (2005). *RSNI T-03-2005 "Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan"*. Jakarta : BSN (Badan Standarisasi Nasional).
- BSN. (2012). *RSNI T-12-2004 "Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan"*. Jakarta: BSN (Badan Standarisasi Nasional).
- BSN. (2013). *SNI 2833:2013 "Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa"*. Jakarta: BSN (Badan Standarisasi Nasional).
- BSN. (2016). *SNI 1725:2016 "Pembebanan untuk Jembatan"*. Jakarta: BSN 2016.
- Committee, A. (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institure.
- Gunawan, R. (1987). *Tabel Profil Konstruksi Baja (ISBN 9789-979-413-158-9)*. Yogyakarta: PT. Kanisius.
- Hardiyatmo, H. C. (2010). *Analisis dan Perencaan Fondasi II*. Jogjakarta: Gajah Mada Press.
- Istiyanto, A. (2012). *Alternatif Perencanaan Struktur Jembatan Congot II dengan Sistem Busur Penggantung*. Surabaya: ITS.
- Prasmono, R. (2016). *MODIFIKASI JEMBATAN SEMBAYAT BARU II"*. Surabaya: ITS.
- Satyarno, I. (2012). *Belajar SAP2000 Analisis Gempa*. Jogjakarta: Zamil Production.
- Setiawan, A. (2008). *Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD*. Jakarta : Penerbit Erlangga.

Tristanto, L. (2010). Kajian Dasar Perencanaan Jembatan Pelengkung Beton. *Perencanaan Jembatan Pelengkung*.

BIODATA PENULIS



Penulis yang memiliki nama lengkap Ekky Hardiyanto lahir di Pasuruan, 12 April 1995 merupakan anak sulung dari 3 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK R.A Persis Bangil, SD Roudlotul Ulum, SMPN 1 Bangil dan SMAN 1 Bangil. Setelah lulus dari sekolah menengah atas, penulis melanjutkan studinya di Program Studi D4 Teknik Infrastruktur Sipil, FV – ITS pada tahun 2013.

Pada masa perkuliahan di ITS, penulis telah berkesempatan untuk berperan aktif di kegiatan organisasi dan kegiatan perlombaan baik itu keprofesian maupun non-keprofesian antara lain; aktif di Himpunan Mahasiswa Diploma Sipil (HMDS) Departemen Eksternal dan juga berkesempatan mewakili institut dalam kompetisi HNMUN 2015,2016, Boston, USA, UTM Bridge Competition, Malaysia dan 4th AASIC conference, Thailand. Di Departemen Teknik Infrastruktur Sipil ini, penulis mengambil bidang transportasi sebagai konsentrasi utama pembelajaran.

Penulis berharap agar Tugas Akhir Terapan ini dapat bermanfaat bagi para pembacanya dan juga bagi penulis sendiri. Apabila ada yang perlu ditanyakan mengenai laporan TAT ini, bisa menghubungi penulis pada kontak berikut:

Email : ekkyhardiyanto11ipa5@gmail.com
Phone : +6283831835136

Halaman ini sengaja dikosongkan

UCAPAN TERIMA KASIH

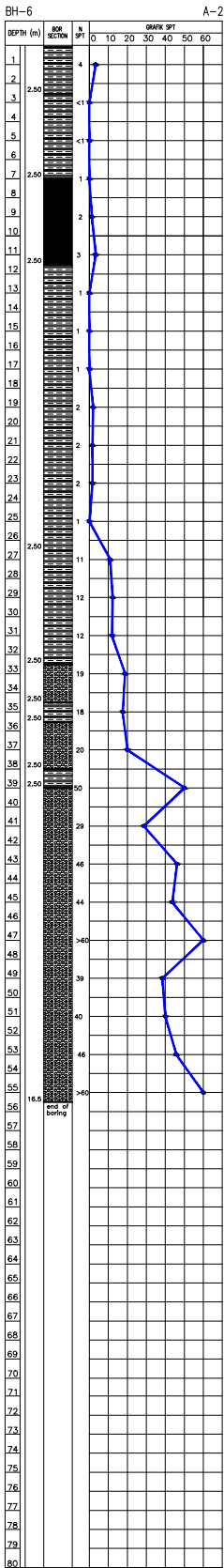
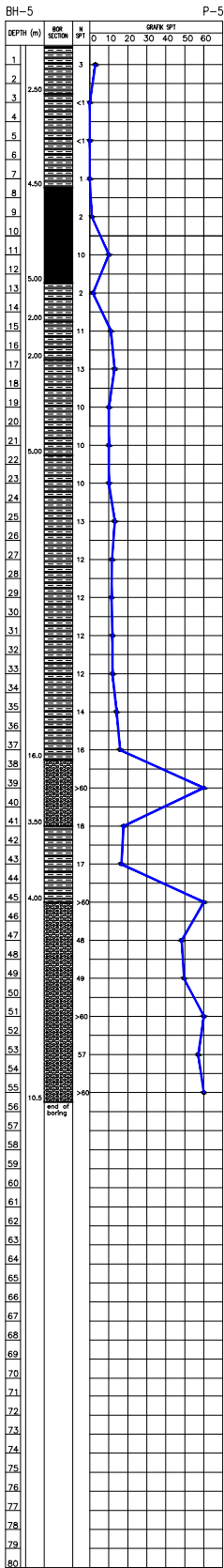
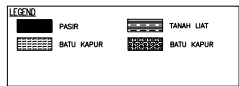
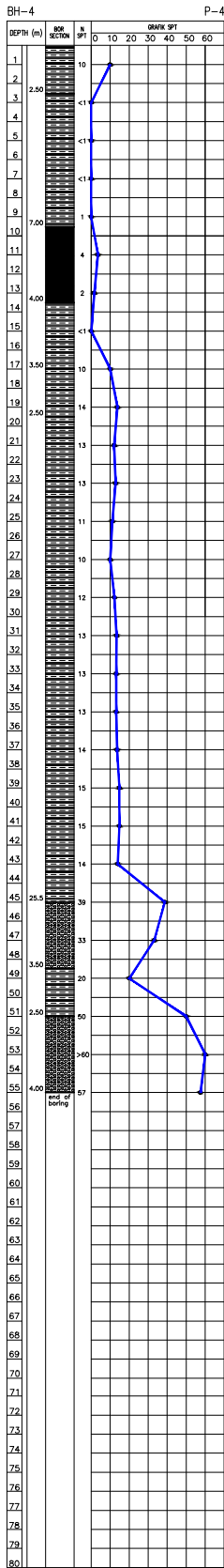
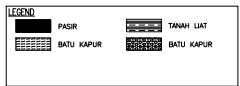
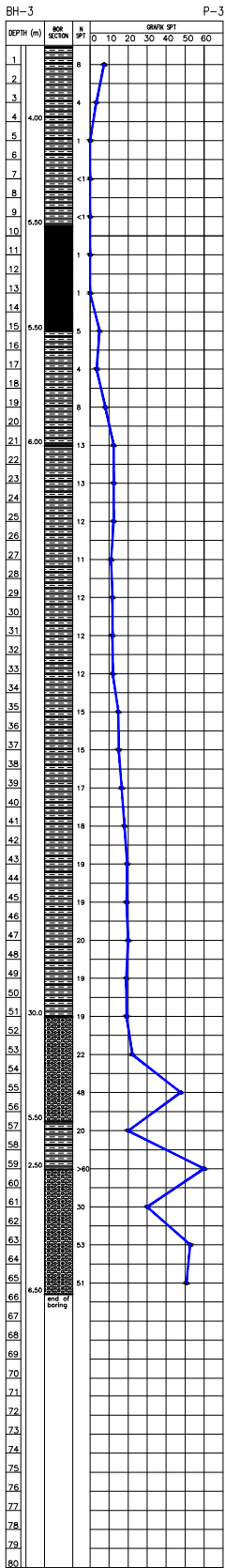
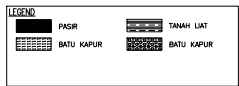
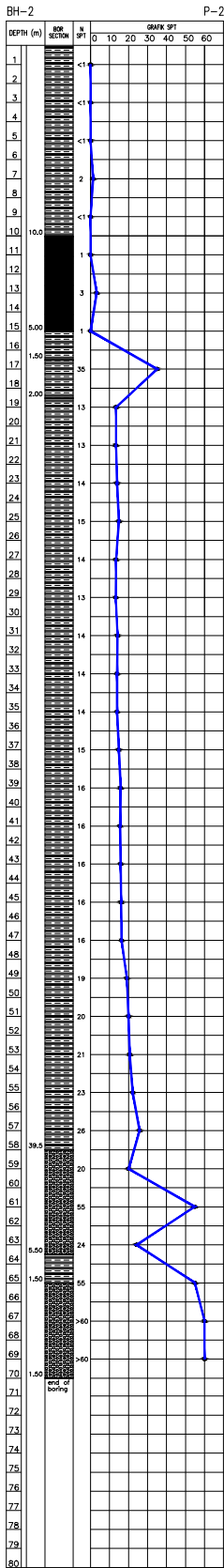
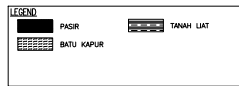
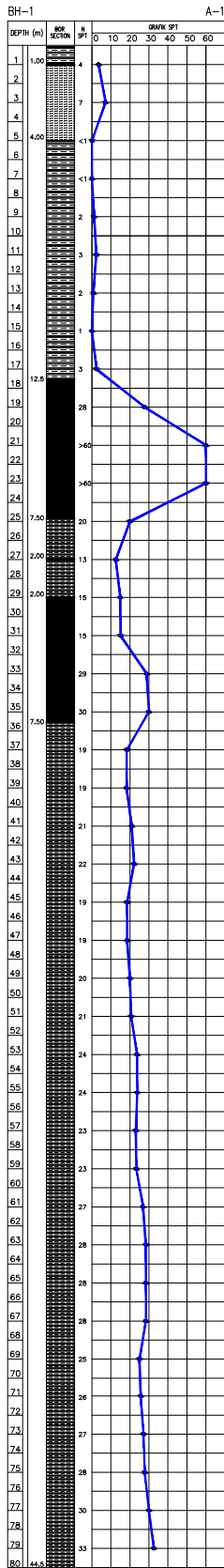
Segala puji bagi Allah SWT. Tuhan pencipta alam yang telah mengizinkan saya untuk menyelesaikan Tugas Akhir Terapan ini dengan judul “Modifikasi Desain Jembatan Sembayat Lama kabupaten Gresik pada STA 0+350 – STA 0+530 dengan Sistem Jembatan Busur Rangka Baja dan Metode Pelaksanaanya.”. Penulis juga ingin menyampaikan terimakasih kepada:

1. Kedua orang tua tercinta yang telah memberikan kesempatan penulis untuk memperoleh pendidikan yang tinggi dan mendukung penulis baik secara moril maupun materil sehingga penulis bisa lulus dengan tepat waktu.
2. Bapak Ir. Chomaedhi, CES., GEO dan Bapak R. Buyung A.A ST. MT., selaku dosen pembimbing yang rela meluangkan waktunya untuk membimbing TAT saya sehingga bisa terselesaikan dengan baik dan tepat waktu.
3. Dosen dosen pengajar Departemen Teknik Infrastruktur Sipil yang telah memberikan ilmu yang luas dibidang keteknik sipil. Semoga ilmu dan pengalaman yang diberikan bisa bermanfaat di dunia keprofesian kedepan baik untuk diri sendiri dan orang lain.
4. Teman – teman D4 Teknik Sipil, Amir, Riky, Putra, Fathur, Fikri, Yafi, Iqbal, Zera, Rama, Ery dan teman – teman angkatan 2013 lainnya yang telah berjuang bersama – sama untuk menuju ke babak akhir perkuliahan.
5. Teman – teman delegasi HNMUN 2015 dan 2016, mas Rizal, mas Yabes, Ocha, Aidhil, Hani, Maul, Irfanda, Ben, Jojo, Arum dan Yosar yang telah memberikan *life changing experience* yang luar biasa sehingga dapat memberikan sesuatu yang bisa dikenang selamanya dan mampu merubah pandangan dan karakter penulis kearah yang lebih baik.

Halaman ini sengaja dikosongkan

LAMPIRAN

Lampiran 1. Data Tanah



NAMA GAMBAR :

SPT DARI TESTANAH

SKALA : NTS

TANGGAL : 17 - 03 - 2016

KODE GAMBAR	NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	1	1

SHOP DRAWING

Nama Kegiatan :

PEMBANGUNAN JEMBATAN SEMBAYAT BARU II (MYC)

Nomor Kontrak : KU.08.08/BM-METRO.I/SGATS-ATS/1641

Tanggal Kontrak : 25 November 2015

Tahun Anggaran : 2015 - 2017

Wilayah : Provinsi Jawa Timur

DIAJUKAN KONTRAKTOR :
PT. BRANTAS ABIPRAYA (Persero)

KAMALUL ASFIYAK. ST
PROJECT MANAGER

DIPERIKSA KONSULTAN :
PT. WAHANA MITRA AMERTA, MONOHEKSA, PARIGRAHA

MENGETAHUI :
PPK PELAKSANA JALAN NASIONAL
Sadang-Gresik-Arteri Tengah Surabaya- Arteri Timur SURABAYA

HERY WAHYU WIBOWO, ST, MT
NIP. 19770702 200502 1 002

CATATAN

Halaman ini sengaja dikosongkan

Lampiran 3. *Maccaloy Cable Rod Brochure*

Macalloy



TENSION STRUCTURES.

TENSION RODS | COMPRESSION STRUTS | STAINLESS CABLES
CONNECTION SOLUTIONS | SITE SERVICE



Welcome

With innovation at the heart of our company ethos, Macalloy has been developing new systems and technologies in Tensile Structures since the early 1980's.

Macalloy is a proven market leader in the design, manufacture and supply of threaded bar systems. Macalloy has experience in liaising with world renowned specifiers and contractors for the development of some truly unique and pioneering structures.

Macalloy's Tension Structures range is approved with European Technical Approval – ETA 07/0215, providing the CE certification, alongside other globally recognised certifications.





Contents

Tension Rods	4
Adjustable Compression Struts	8
Macalloy Fixed End Compression Struts	9
Stainless Cables	10
Connection Solutions	12
Component Dimensions	13
Gusset Plates	14
Fork Alignment & Site Services	15

Tension Rods

Material Properties						
Product Name	Material	Min. Yield Stress N/mm ²	Min. Breaking Stress N/mm ²	Min. Elongation %	Min. Charpy Impact Value J@ -20°C	Young Modules kN/mm ²
Macalloy 460	Carbon Steel	460	610	19	27	205
Macalloy S460	Stainless Steel	460	610	15	27	205
Macalloy 520	Carbon Steel	520	690	19	27	205
Macalloy S520	Stainless Steel	520	690	15	27	205

Tendon Capacities for Carbon and Stainless Macalloy 460																	
Thread	Units	M10	M12	M16	M20	M24	M30	M36	M42	M48	M56	M64	M76	M85	M90	M100	M105
Nominal Bar Dia.	mm	10	11	15	19	22	28	34	39	45	52	60	72	82	87	97	102
Min. Yield Load	kN	25	36	69	108	156	249	364	501	660	912	1204	1756	2239	2533	3172	3520
Min. Break Load	kN	33	48	91	143	207	330	483	665	875	1209	1596	2329	2969	3358	4206	4667
Design Resistance to EC3 N _{R,d}	kN	24	35	66	103	149	238	348	479	630	870	1149	1677	2138	2418	3029	3360
Nominal Bar Weight	kg/m	0.5	0.75	1.4	2.2	3.0	4.8	7.1	9.4	12.5	16.7	22.2	32	41.5	46.7	58	64.1

Tendon Capacities for Carbon and Stainless Macalloy 520																	
Thread	Units	M10	M12	M16	M20	M24	M30	M36	M42	M48	M56	M64	M76	M85	M90	M100	M105
Nominal Bar Dia.	mm	10	11	15	19	22	28	34	39	45	52	60	72	82	87	97	102
Min. Yield Load	kN	28	41	78	122	176	284	412	567	746	1031	1361	1986	2563	2863	3586	3979
Min. Break Load	kN	38	55	103	162	234	374	546	752	990	1368	1806	2635	3401	3799	4758	5279
Design Resistance to EC3 N _{R,d}	kN	27	39	74	117	168	269	393	541	713	985	1300	1897	2449	2735	3426	3801
Nominal Bar Weight	kg/m	0.5	0.75	1.4	2.2	3	4.8	7.1	9.4	12.5	16.7	22.2	32	41.5	46.7	58	64.1

M85 to M100 in stainless and M105 in both systems are not covered by ETA but are available by special request

Maximum Length of Individual Bars			
Diameter	Stainless Steel	Carbon	Galvanised
M10 - M16	6.0m	11.95m	6.0m
M20 - M30	6.0m	11.95m	8.0m
M36 - M105	6.0m	11.95m	11.95m

Longer lengths can be supplied as made to order if required.

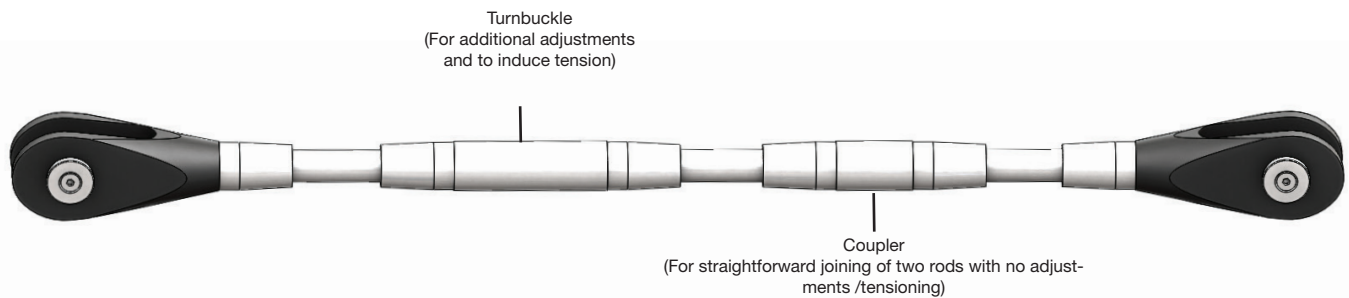
Corrosion Protection

Carbon steel tension bars can be supplied primed and ready for an appropriate paint covering or galvanised. Galvanising can be applied prior to, or after, bar threading as required. Please note that all standard carbon Macalloy fittings (forks, pins and Lock Covers) are provided with a hot dipped galvanised coating in accordance with BS EN 1461: 2009

Fatigue

Threads are rolled on to the bar and are therefore more resistant to fatigue. Testing a range of diameters has been carried out over 2 million cycles, the results of which are available from the macalloy technical department.

Final Assembly Example



Fork Adjustment and Set Up Points

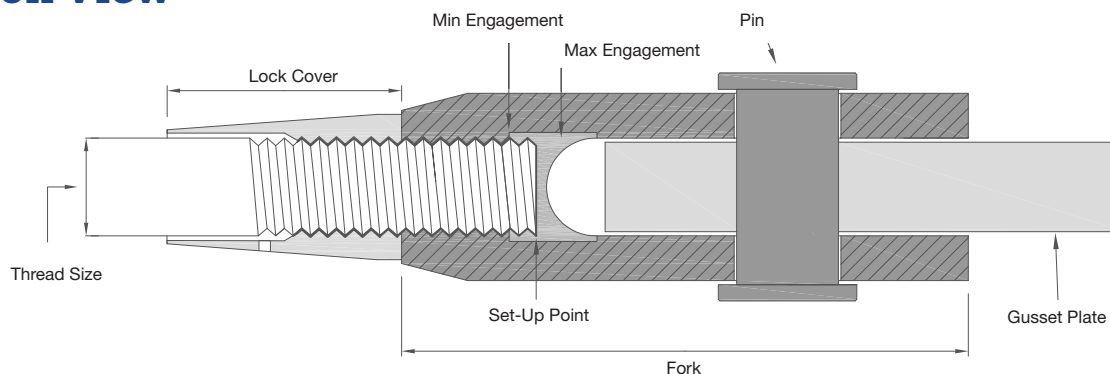
Fork Adjustment – M10 to M56: $\pm 1/2$ thread diameter in each fork end.

Fork Adjustment – M64 to M100: ± 25 mm in each fork end.

Set-Up Point – M10 to M56: $1\frac{1}{2}$ x thread diameter in each fork end.

Set-Up Point – M64 to M100: 1 x thread diameter plus 25mm in each fork end.

Section View



Turnbuckle Adjustment and Set Up Points

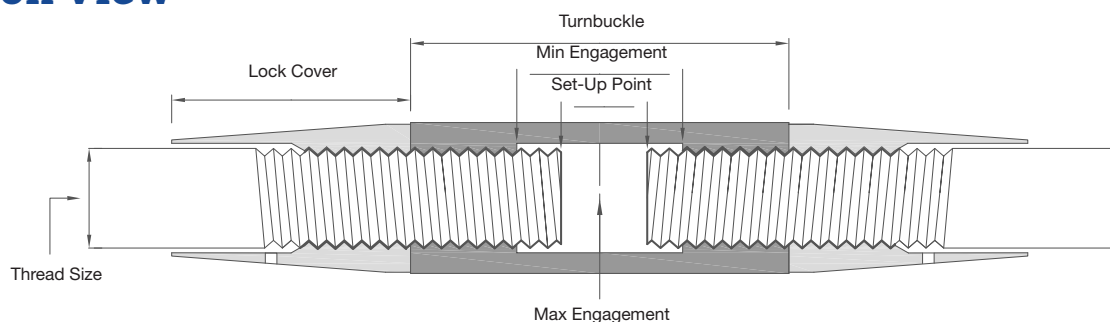
Turnbuckle Adjustment – M10 to M24: ± 25 mm.

Turnbuckle Adjustment – M30 to M100: ± 50 mm.

Set-Up Point – M10 to M24: 1 x thread diameter + 12.5mm in each end of the turnbuckle.

Set-Up Point – M30 to M100: 1 x thread diameter + 25mm in each end of the turnbuckle.

Section View



Tension Rods

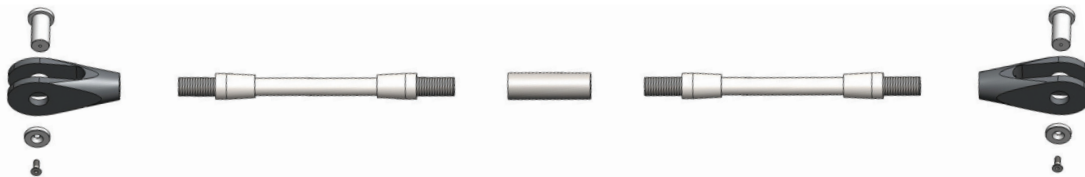
Assembly and Installation

For both pre-assembled and non-assembled tendons please follow the assembly and installation instructions to ensure correct set up points and thread engagement.

- 1 Note the thread direction of each bar end.



- 2 Screw tapered Lock Covers on to the bar as far as thread allows with taper pointing away from fork, coupler or turnbuckle.



- 3 Screw forks, turnbuckles and couplers on to bars noting set up points on page 5. Couplers should be fully engaged.

- 4 Position bar in place and secure with pins.



- 5 Where no turnbuckle is used, turn the bar to induce the load/adjustment required.

- 6 Where a turnbuckle is used turn the turnbuckle to induce the required load/adjustment

- 7 Screw Lock Covers back against forks/couplers and turnbuckles.



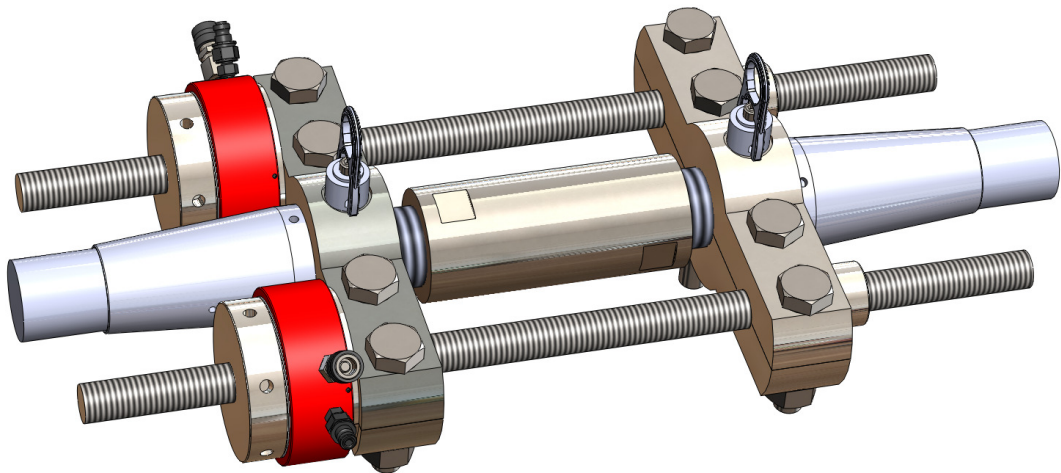
- 8 Seal as per fork and lock cover diagram on page 7.

- 9 Assembly and installation is complete.

- To ensure full strength of threaded joints a minimum of 1 x thread diameter should be engaged in fork/turnbuckle joints.
- Where large loads need to be induced in a tension bar the Macalloy TechnoTensioner can be used. See page 7 for more information.
- Spanner flats available on request on bars and turnbuckles, please specify at time of order.

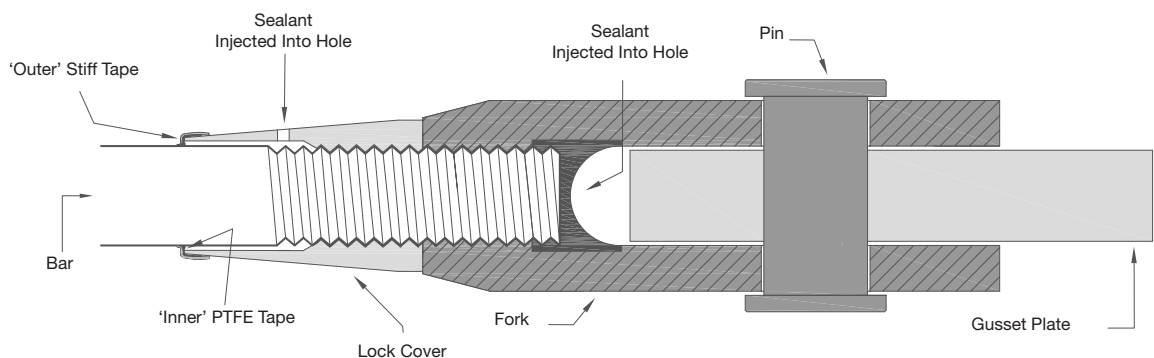
TechnoTensioner

The Macalloy TechnoTensioner is hydraulic acting equipment which allows you to induce an accurate load into Macalloy tendons where a turnbuckle is used. The Macalloy TechnoTensioner works by gripping the tension bars on either side of the turnbuckle and pulling the bars together into tension thus loosening the turnbuckle. The turnbuckle can then be tightened with a strap, chain or stilson wrench.



Fork and Lock Cover Sealing

Recommended for use with all finishes to protect against vibration and corrosion. All lock covers should be sealed whether used with a fork, coupler or turnbuckle.



Fork and Lock Cover sealing method statements are available on our website and on request. If no lock cover is used, an alternative sealing method should be introduced as described in the method statement.

Adjustable Compression Struts

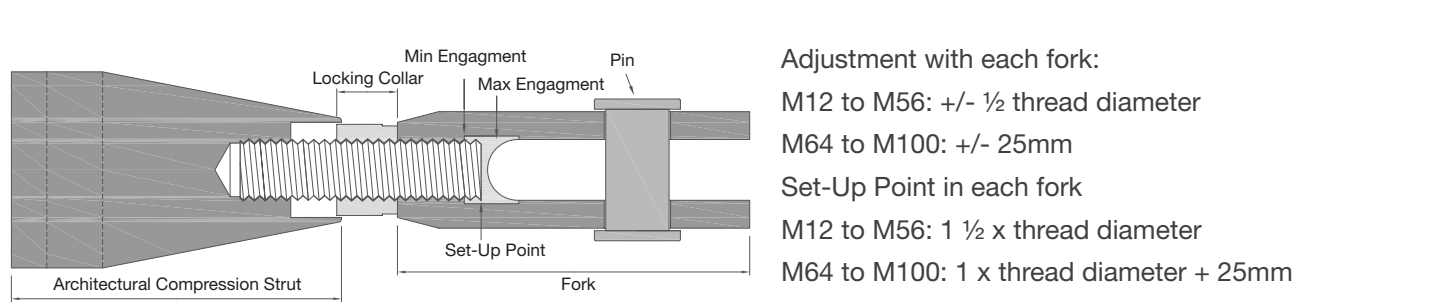
Capacity and Lengths of Architectural and Standard Compression Struts															
System Ref		M12	M16	M20	M24	M30	M36	M42	M48	M56	M64	M76	M85	M90	M100
Maximum Compressive Capacity to EN1993	kN	14.0	28.1	44.7	69.3	121.6	189.6	274.0	369.7	530.0	728.7	1063.9	1395.3	1588.6	2031.3
Maximum Pin to Pin Length on EN1993 Standard*	mm	2369	2663	2671	3105	3357	3367	4498	6397	7097	7420	8188	9323	10291	11679
Carbon CHS OD	mm	33.7	42.4	48.3	60.3	76.1	88.9	114.3	139.7	168.3	193.7	219.1	244.5	273	323.9
Carbon CHS Wall Thickness	mm	4	5	5	5	5	5	6.3	10	10	10	12.5	16	16	16
Stainless CHS OD	mm	33.40	42.16	48.30	60.33	73.03	Contact Macalloy for details								
Stainless CHS Wall Thickness	mm	4.50	4.85	5.08	5.08	5.16									

*Maximum lengths are based on carbon steel strut taking the maximum compressive capacity. For lower compressive loads longer lengths can be used. Alternative wall thicknesses are available. Contact Macalloy for details regarding maximum length of stainless steel struts.

Compression Strut Examples



Fork Adjustment and Set Up

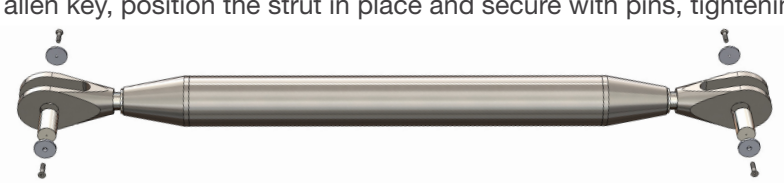



Corrosion Protection


Compression Struts can be supplied galvanised, or in stainless steel.

Assembly and Installation

- 1 Remove pins using an allen key, position the strut in place and secure with pins, tightening using an allen key.


- 2 Screw the locking collar in to the strut so only a small part of the locking collar is left visible, then turn the strut to the required position.


- 3 Screw the locking collar back against the fork. All the thread should be covered. The forks should be sealed as per the diagram on page 7.



Capacity of Macalloy Fixed End Compression Struts																
Macalloy Product Ref		Units	CSF 33.7	CSF 42.4	CSF 48.3	CSF 60.3	CSF 76.1	CSF 88.9	CSF 114.3	CSF 139.7	CSF 168.3	CSF 193.7	CSF 219.1	CSF 244.5	CSF 273.0	CSF 323.9
Equivalent Macalloy Fork Size			M12	M16	M20	M24	M30	M36	M42	M48	M56	M64	M76	M85	M90	M100
CHS Size to fit	Outer Diameter	mm	33.7	42.4	48.3	60.3	76.1	88.9	114.3	139.7	168.3	193.7	219.1	244.5	273	323.9
	Wall Thickness	mm	4.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	6.3	10.0	10.0	10.0	12.5	16.0	16.0	16.0
Compressive Capacity to EN 1993		kn	52	99	122	174	272	374	534	735	1048	1437	2127	2723	3110	3686
Gusset Plate Thickness		mm	10	12	15	20	22	30	35	40	45	55	70	70	80	85
Weight		kg	0.25	0.51	1.0	1.4	2.4	3.7	6.2	10.8	15.8	20.5	40.3	59.3	74.0	100.0

Macalloy CHS Fork End



Corrosion Protection

Can be galvanised and or painted and supplied in stainless steel to special order.

Assembly and Installation

- 1 Insert Macalloy CHS Fork End into CHS / tube, ensuring it is fully inserted and that the forks are parallel to each other.



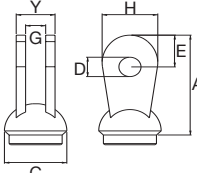
- 2 Weld directly to CHS with full penetration butt weld and clean weld as required (ensuring forks are parallel to each other)



- 3 Position complete strut in place and secure using pins.






Architectural pins can be supplied by Macalloy. Please refer to table number 12 on page 13 for further information.

Macalloy CHS Fork End Dimensions																
System Ref	Product Ref.	Units	CSF 33.7	CSF 42.4	CSF 48.3	CSF 60.3	CSF 76.1	CSF 88.9	CSF 114.3	CSF 139.7	CSF 168.3	CSF 193.7	CSF 219.1	CSF 244.5	CSF 273.0	CSF 323.9
Fixed End Compression Strut Fork 	A	mm	75	95	109	130	161	185	218	255	303	340	398	462	495	574
	G (min.)	mm	13	16	20	25	30	35	40	45	49.5	59.5	76	76	86	91
	C Dia.	mm	33.7	42.4	48.3	60.3	76.1	88.9	114.3	139.7	168.3	193.7	219.1	244.5	273	323.9
	D Dia.	mm	13	17	21.5	25.5	31.5	37.5	43.5	49.5	57.5	65.5	78.5	91.5	96.5	111.5
	E	mm	22	29	34	42	52	61	70	81	97	111	132	153	162	189
	Y	mm	22	28	37	44	53	64	75	87	97.5	115.5	146	153	169	174
	H	mm	34	45	53	64	81	93	109	123	147	169	201	236	248	289

Stainless Cables SC460

Minimum Break Loads for Stainless Cables												
Cable Dia.	mm	4	6	8	10	12	14	16	19	22	26	28
Macalloy Fork Size		M10	M10	M12	M16	M20	M24	M24	M30	M30	M36	M36
7 x 19 Strand	kN	8.9	20.0	35.6	55.6	80.0	109.0	143.1	-	-	-	-
1x 19 Strand	kN	12.6	28.2	45.5	71.1	102.0	139.0	182.0*	212.0*	285.0*	398.0*	-
Compact Strand	kN	17.4	34.8	60.3	95.0	141.2	189.2	251.0	-	-	-	510

7 x 19 Strand		Most Flexible	Lowest Break Load	Highest Stretch Characteristics
1 x 19 Strand		Rigid Cable	High Break Load	Low Stretch Characteristics
Compact Strand		Most Rigid	Highest Break Load	Lowest Stretch Characteristics

Stainless steel cable will begin to distort at around 50% of its breaking load. For this reason it is recommended to apply a factor of safety of 2 and not to load the cables to more than 50% of their breaking loads. *1 x 37 or 1 x 61 may also be offered.

Cable Systems - Swaged Adjustable Fork



Cable Systems - Swaged Fork / Tensioner Assembly and Installation

- 1 Remove pins using supplied allen key and screw Lock Covers away from tensioners as far as the thread will allow.



- 2 Position cable in place and secure with pins, tightening with supplied allen key. For Swaged fork tensioning use open ended spanner on each adjuster and simultaneously turn each one to induce load / adjustment.



- 3 Swaged Tensioner and Inline Tensioner Adjustment – Turn tensioner using open ended spanner until correct level of adjustment tension is achieved. Then screw Lock Covers back against the tensioners.



Where large loads need to be induced in a cable, a version of the Macalloy TechnoTensioner can be used. Refer to page 7 for further information.

Cable Stretch

Cables undergo an initial, permanent stretch (construction stretch). This can be between 0.10% and 0.75% dependant on the loading and type of cable. Further elastic stretch will then be proportional to the load applied and cable used. Elastic stretch can be calculated using the following formula:

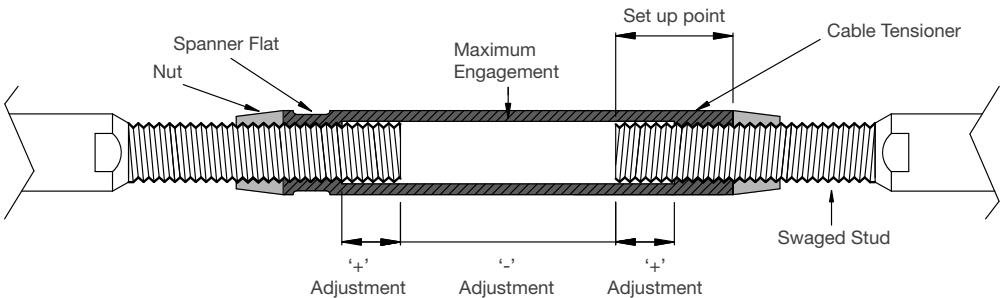
$$d = \frac{\text{Load (kN)} \times \text{Length (mm)}}{E \text{ (kN/mm}^2\text{)} \times \text{Cross Section Area (mm}^2\text{)}}$$

Cable Type	kN/mm²
7 x 19 Strand	85
1 x 19 Strand	107
Compact Strand	133

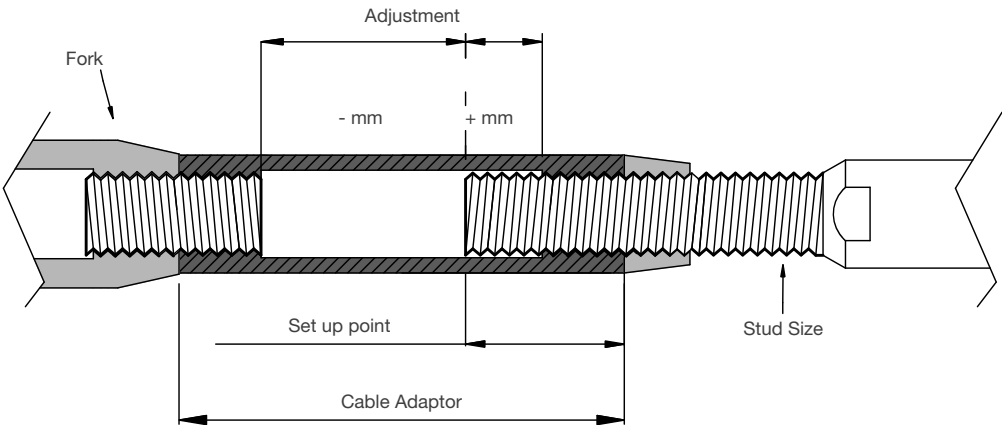
All cables are supplied non pre-stretched, if pre-stretched cables are required please request at time of the enquiry or order.

Fork Adjustments

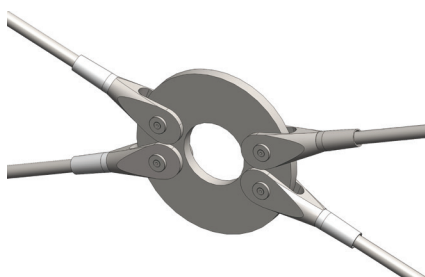
Fork-Cable Adaptor Adjustment												
Cable Dia.	Units	4	6	8	10	12	14	16	19	22	26	28
Fork Adjustment '+'	mm	9	14	17	22	25	31	31	38	38	45	45
Fork Adjustment '-'	mm	19	28	33	44	49	61	61	76	76	91	91
Set-up Point	mm	15	24	29	38	45	55	55	68	68	81	81



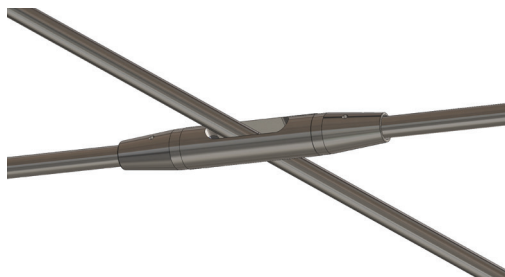
Swaged Tensioner and Inline Tensioner Adjustment												
Cable Dia.	Units	4	6	8	10	12	14	16	19	22	26	28
Tensioner Adjustment '+'	mm	23	23	27	35	39	61	61	81	81	77	77
Tensioner Adjustment '-'	mm	47	47	53	69	79	121	121	161	161	153	153
Set-Up Point	mm	22	22	26	34	40	55	55	71	71	75	75



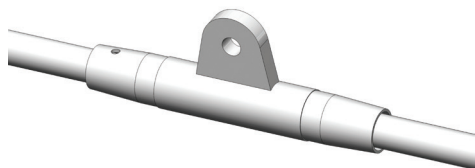
Connection Solutions



Disc Connection



Cross Coupler



Turnbuckle with Fin Plate

Disc Connection

Connection Disc	D/10	D/12	D/16	D/20	D/24	D/30	D/36	D/42	D/48	D/56
System Size	M10	M12	M16	M20	M24	M30	M36	M42	M48	M56
ØD	130	164	218	248	294.8	386	444	502	572	694
ØI	96	120	160	180	210	280	320	360	410	500
T	10	10	12	15	20	22	30	35	40	45
ØP	11.5	13	17	21.5	25.5	31.5	37.5	43.5	49.5	57.5
ØH (optional)	50	70	90	105	115	160	185	205	235	290

Cross Coupler

Cross-Coupler	CC10	CC12	CC16	CC28	CC24	CC30	CC36	CC42	CC48	CC56	CC64
System Size	M10	M12	M16	M20	M24	M30	M36	M42	M48	M56	M64
A	73	82	105	128	148	183	21	249	283	328	376
B	47	52	67	82	94	117	139	159	181	210	242
C	12	14	18	22	26	32	38	44	50	58	66
ØD	19	25	29	35	43	52	62	72	82	96	110
Lock Cover	LCC10	LCC12	LCC16	LCC20	LCC24	LCC30	LCC36	LCC42	LCC48	LCC56	LCC64
System Size	M10	M12	M16	M20	M24	M30	M36	M42	M48	M56	M64
E	29	31	37	43	74	105	111	117	123	136	144
ØF	18.5	24	28	34	42	51	61	71	81	95	109

Turnbuckle with Fin Plate

Connection Disc	D/10	D/12	D/16	D/20	D/24	D/30	D/36	D/42	D/48	D/56
System Size	M10	M12	M16	M20	M24	M30	M36	M42	M48	M56
ØD	130	164	218	248	294.8	386	444	502	572	694
ØI	96	120	160	180	210	280	320	360	410	500
T	10	10	12	15	20	22	30	35	40	45
ØP	11.5	13	17	21.5	25.5	31.5	37.5	43.5	49.5	57.5
ØH (optional)	50	70	90	105	115	160	185	205	235	290

Bespoke connection

Bespoke connection pieces including personalisation are also available. Please contact Macalloy for further details.

Component Dimensions

Thread	Units	M10	M12	M16	M20	M24	M30	M36	M42	M48	M56	M64	M76	M85	M90	M100	
Fork Ref.		FA/10	FA/12	FA/16	FA/20	FA/24	FA/30	FA/36	FA/42	FA/48	FA/56	FA/64	FA/76	FA/85	FA/90	FA/100	
A	mm	63.0	75.0	99.0	122.0	148.0	178.0	204.0	232.0	266.0	314.0	348.0	410.0	459.0	489.0	555.0	
G	mm	11.0	12.0	15.0	19.0	24.0	26.0	34.0	39.0	44.0	49.0	56.0	76.0	78.0	86.0	91.0	
C	mm	17.0	19.0	25.0	29.0	35.0	44.0	52.0	60.0	69.0	80.0	91.0	108.0	121.0	129.0	143.0	
D	mm	11.5	13.0	17.0	21.4	25.5	31.5	37.5	43.5	49.5	57.5	65.5	78.5	91.5	96.5	111.5	
E	mm	18.0	22.0	29.0	34.0	42.0	53.0	61.0	70.0	81.0	97.0	111.0	132.0	153.0	162.0	188.0	
Y	mm	20.0	22.0	28.0	37.0	44.0	50.0	64.0	75.0	87.0	97.0	115.0	146.0	154.0	169.0	174.0	
H	mm	30.0	34.0	45.0	53.0	64.0	81.0	93.0	109.0	123.0	147.0	169.0	201.0	236.0	248.0	289.0	
Spade ref.		SA/10	SA/12	SA/16	SA/20	SA/24	SA/30	SA/36	SA/42	SA/48	SA/56	SA/64	SA/76	SA/85	SA/90	SA/100	
B	mm	78.0	92.0	118.0	147.0	174.0	213.0	249.0	284.0	321.0	364.0	408.0	471.0	524.0	555.0	625.0	
T	mm	8.0	9.0	12.0	15.0	20.0	22.0	30.0	35.0	40.0	45.0	55.0	70.0	72.0	80.0	85.0	
Architectural Pin Ref.		PA/10	PA/12	PA/16	PA/20	PA/24	PA/30	PA/36	PA/42	PA/48	PA/56	PA/64	PA/76	PA/85	PA/90	PA/100	
P Dia.	mm	10.5	12.0	16.0	20.0	24.0	29.0	35.0	41.0	47.0	55.0	63.0	76.0	90.0	93.0	108.0	
L	mm	22.0	24.0	30.0	39.0	46.0	52.0	66.0	78.0	91.0	100.0	120.0	151.0	155.0	175.0	180.0	
Turnbuckle Ref.		TA/10	TA/12	TA/16	TA/20	TA/24	TA/30	TA/36	TA/42	TA/48	TA/56	TA/64	TA/76	TA/85	TA/90	TA/100	
ØD	mm	17.0	19.0	25.0	29.0	35.0	43.0	52.0	60.0	58.0	80.0	91.0	108.0	121.0	129.0	143.0	
C	mm	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	
L	mm	74.0	78.0	86.0	90.0	98.0	160.0	172.0	184.0	196.0	212.0	228.0	252.0	270.0	280.0	300.0	
Coupler Ref.		CA/10	CA/12	CA/16	CA/20	CA/24	CA/30	CA/36	CA/42	CA/48	CA/56	CA/64	CA/76	CA/85	CA/90	CA/100	
ØD	mm	17.0	19.0	25.0	29.0	35.0	43.0	52.0	60.0	68.0	80.0	91.0	108.0	121.0	129.0	143.0	
L	mm	25.0	29.0	37.0	45.0	53.0	65.0	77.0	89.0	101.0	117.0	133.0	157.0	175.0	185.0	205.0	
Lock Covers		LTC/10	LTC/12	LTC/16	LTC/20	LTC/24	LTC/30	LTC/36	LTC/42	LTC/48	LTC/56	LTC/64	LTC/76	LTC/85	LTC/90	LTC/100	
X Dia.	mm	16.5	18.5	24.0	28.0	34.0	42.0	51.0	59.0	67.0	79.0	90.0	107.0	120.0	128.0	142.0	
N	mm	44.0	44.0	46.0	48.0	92.0	126.0	134.0	145.0	153.0	169.0	179.0	191.0	200.0	205.0	215.0	



Parliament Library

New Delhi, India

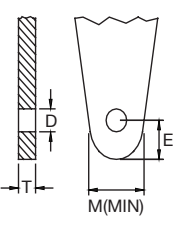
Architect: Raj Rewal Associates

Client: Parliament of India

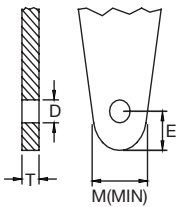
Fork Alignment & Site Services

Gusset plates should be manufactured from material with a minimum strength of S355 to BS EN 10025 with the critical dimensions around the pin hole as per the tables below, noting the use of isolation when carbon gusset plates are used with stainless tendons.

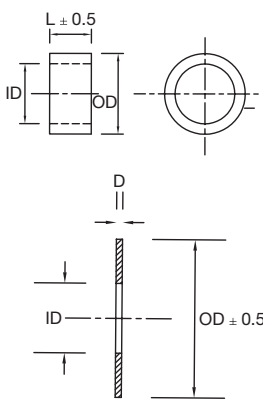
Macalloy Standard Gusset Plate Dimensions																
		M10	M12	M16	M20	M24	M30	M36	M42	M48	M56	M64	M76	M85	M90	M100
T (Thickness)	mm	10	10	12	15	20	22	30	35	40	45	55	70	70	80	85
D	mm	11.5	13	17	21.5	25.5	31.5	37.5	43.5	49.5	57.5	65.5	78.5	91.5	96.5	111.5
E	mm	18	22	30	37	43	56	64	74	84	101	112	132	160	166	194
H (min.)	mm	28	34	48	60	68	90	103	118	135	163	180	211	259	266	317



Macalloy Gusset Plate Dimensions when used with isolation													
		M10	M12	M16	M20	M24	M30	M36	M42	M48	M56	M64	M76
T (Thickness)	mm	8	9	12	15	20	22	30	35	40	45	55	70
D	mm	15.5	17.0	21.0	25.5	30.0	36.0	42.0	48.0	55.5	63.5	72.5	85.5
E	mm	21	24	31	37	45	56	64	74	85	100	115	136
H (min.)	mm	34	38	49	58	69	89	108	117	136	160	179	210



The above dimensions should be used when connecting stainless forks to a carbon steel connection plate. This then allows space for isolation sleeves and washers. If connecting to a stainless connection plate where no isolation is required, please use dimensions in table 13.

Isolation Dimensions for Macalloy S460														
		M10	M12	M16	M20	M24	M30	M36	M42	M48	M56	M64	M76	
Isolation Sleeve		IS10	IS12	IS16	IS20	IS24	IS30	IS36	IS42	IS48	IS56	IS64	IS71	
Length	mm	9	10	13	16	21	23	31	36	41	46	55	71	
ID	mm	11.5	13.0	17.0	21.0	25.0	31.0	37.0	43.0	39.0	57.0	64.5	77.5	
OD	mm	14.5	16.0	20.0	24.5	29.0	35.0	41.0	47.0	54.0	62.0	71.0	84.0	
Isolation Washer	mm	IW10	IW12	IW16	IW20	IW24	IW30	IW36	IW42	IW48	IW56	IW64	IW76	
D	mm	0.5	0.5	0.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
OD	mm	26	30	41	46	57	74	83	98	110	135	155	190	



Whitelee Wind Farm,
Eaglesham Moor, UK
Architect: Hypostyle
Contractor: Morrison Construction

Fork / Gusset Plate Misalignment



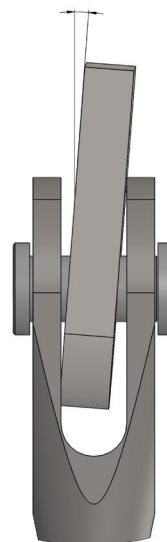
Forks should be kept in plane and parallel to each other on all Macalloy Tension Structure Systems.



Use of horizontal gusset plates should be avoided to prevent loads in gusset plates due to bar weight.

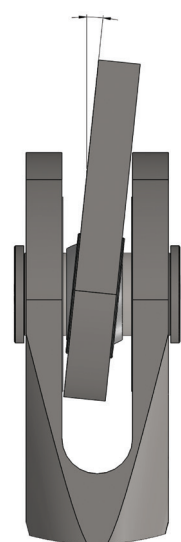
The standard Macalloy fork allows for misalignment between gusset plates of up to 0.5° . Where greater adjustment is required or there is potential movement exceeding 0.5° , larger forks can be put on the bar or strut and a spherical bearing can be inserted providing up to 5.9° of misalignment / movement.

Max = 0.5°



Standard Arrangement

Max = 5.9°



Additional misalignment with spherical bearing

Macalloy Site Services

Site support – Macalloy site services personnel can provide on site support in the form of undertaking stressing, training local personnel and providing supervision.

Equipment Hire – Macalloy Site services can provide a range of equipment to assist with the installation of tension bars including hydraulic jacks, Macalloy TechnoTensioner, strap and chain wrenches and strain gauges.

Bespoke Systems

Macalloy can supply a range of special items, including but not limited to:

- Higher strength tension bar – up to 690 N/mm^2 minimum yield strength
- Larger diameter tension bars
- Bespoke cast and fabricated connection pieces
- Spade Connections
- Oversized forks or spades on smaller diameter bars, cables or struts

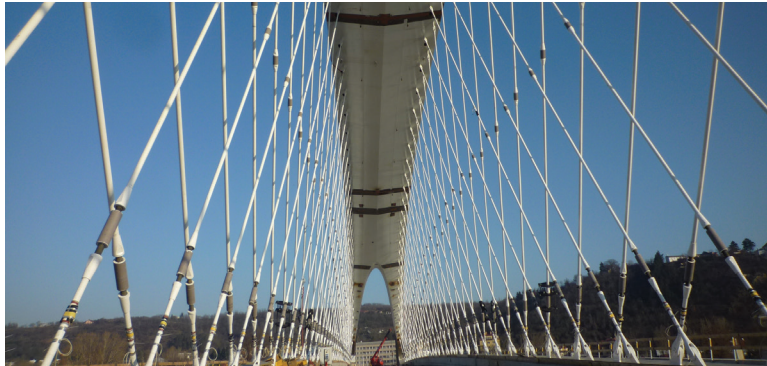
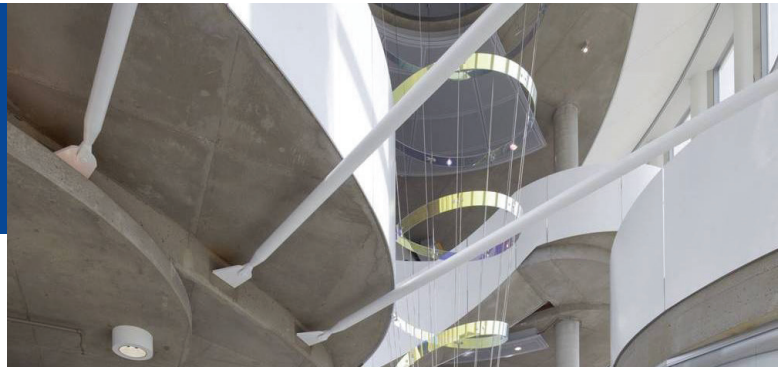
Engineering Support

Macalloy engineering team can provide support and advice on a range of issues including fire protection, thermal expansion, installation/stressing and managing misalignment and movement.

University of Minnesota

USA

Architects: HGA, KPF



Troja Bridge

Czech Republic

Steel Work Designer - Excon Steel

Main Contractor - Metrostav

Dubai Airport

UAE

Engineer: Dar Al-Handasah

Client: Josef Gartner



Mbombela Stadium

Nelspruit South Africa

Client - Mbombela Local Municipality

Structural Engineer - Mott MacDonald

Macalloy

Macalloy, Caxton Way, Dinnington, Sheffield, S25 3QE, U.K.

T: +44 (0)1909 519200 | W: www.macalloy.com | E: sales@macalloy.com

Halaman ini sengaja dikosongkan

**Lampiran 4. *Driven Pile* PT. WIKA *Brochure*, Brosur
LYSAGT Compodeck dan Brosur profil box PT. Raja Paksi**

PC PILES

DESCRIPTION

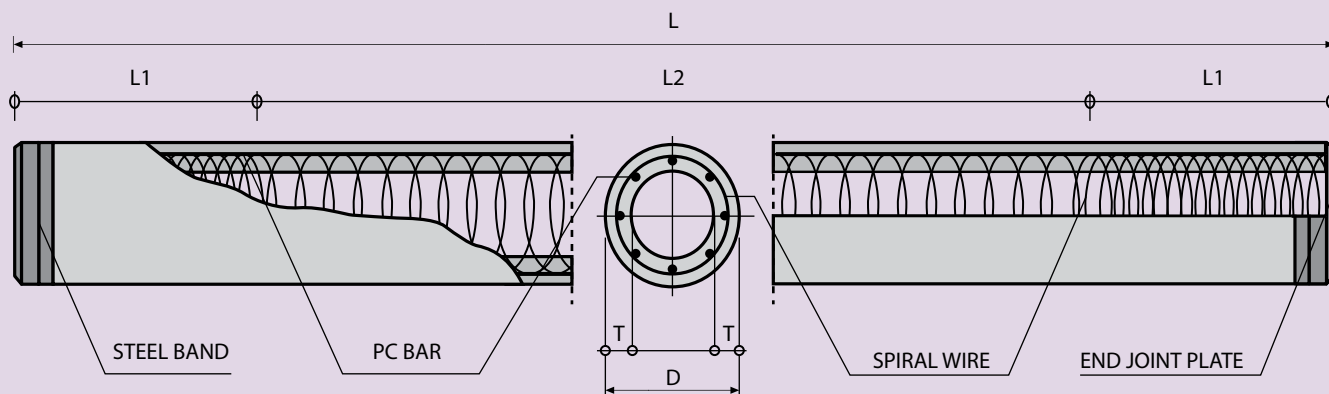
Type of Piles	Prestressed Concrete Square Piles Prestressed Concrete Spun Piles Prestressed Concrete Spun Square Piles Prestressed Concrete Triangular Piles
System of Joints	Welded at steel joint plate
Type of Shoe	Concrete Pencil Shoe (Standard) for PC Spun Piles, Spun Square Pile & Square Piles Mamira Shoe (Special Order) for PC Spun Pile
Method of Driving	Dynamic Pile Driving : Diesel Hammer and Hydraulic Hammer Static Pile Driving : Hydraulic Static Pile Driver (Jacking Pile)

DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

Design	ACI 543R - 00 SNI 03 - 2847 - 2002	Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles Indonesian Standard Code for Concrete
Manufacturing	WB - PRD - PS - 16	Production Manufacturing Procedure

SPUN PILE WITH TEKCON TECHNOLOGIES, WIKAL CLT STANDARD

UPPER / MIDDLE PILE (DOUBLE JOINT)



Outer Diameter of Piles D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Spiral Wire Diameter (mm)	Pitch		Length of Pitch	
			Zone L1 (mm)	Zone L2 (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)
300	60	3.2	50	100	900	L - 2 (L1)
350	70	3.2	50	100	1050	L - 2 (L1)
400	75	3.2	50	100	1200	L - 2 (L1)
450	80	4.0	50	100	1350	L - 2 (L1)
500	90	4.0	50	100	1500	L - 2 (L1)
600	100	4.0	50	100	1800	L - 2 (L1)

PRE-TENSIONED SPUN CONCRETE PILES SPECIFICATION

Structural Properties

Outer Diameter (mm)	ConcreteWall Thickness (mm)	Class	PC. Bar			Concrete Sectional Area (cm²)	Concrete Moment Inertia (cm⁴)	Effective Prestress (kg/cm²)	Allowable Axial Load (ton)		Bending Moment		Nominal Weight (kg/m)
			Diameter (mm)	Number (mm)	Sectional Area (cm²)				BS.8004-1986	ACI 543-1979	Cracking (t.m)	Ultimate (t.m)	
300	60	A	7.4	6	2.40	452	35472	47.03	64	73	2.7	3.5	118
350	70	A	7.4	8	3.20	616	65683	46.15	87	99	4.3	5.5	161
400	75	A	7.4	10	4.00	766	109130	46.37	108	123	6.2	7.9	200
		B	9.2	12	7.68	766	111559	82.55	101	118	8.4	15.1	200
450	80	A	9.2	8	5.12	930	170951	48.65	131	149	8.8	11.4	242
		B	9.2	16	10.24	930	175332	89.27	121	141	12.2	22.7	242
500	90	A	9.2	10	6.40	1159	262048	48.77	163	186	12.2	15.8	302
		B	9.2	18	11.52	1159	267428	81.91	154	178	16.0	28.4	302
600	100	A	9.2	12	7.68	1571	522509	43.63	223	253	19.3	22.7	409
		B	9.2	24	15.36	1571	534509	80.79	209	242	26.4	45.4	409

- Note : 1) TEKCON PC Piles are manufacture in compliance with JIS A 5335-1987 Pretensioned Spun Concrete Piles and generally conforming to other specification (ACI 543-1979 & BS.8004-1986 / BS.8110-1985) (ACI 543-1979)
- 2) PC Bar and Spiral Wires comply with JIS G 3137 -1994 and BS.4482 respectively
- 3) Allowable Axial Load is applicable for pile acting as a short strut. Calculation is based on BS.8004-1986 Foundation & ACI 543-1979
- 4) Minimum compressive strength of concrete at age 28 days shall be 60 N/mm²
- 5) Standard piles length is 6 M, 9 M, 10 M and 12 M
- 6) Modification of the properties can be made upon orders
- 7) We have a right to modify our manufacturing specification without any prior notice

PRE-TENSIONED SPUN HIGH STRENGTH CONCRETE PILES SPECIFICATION

Grade 80 Piles

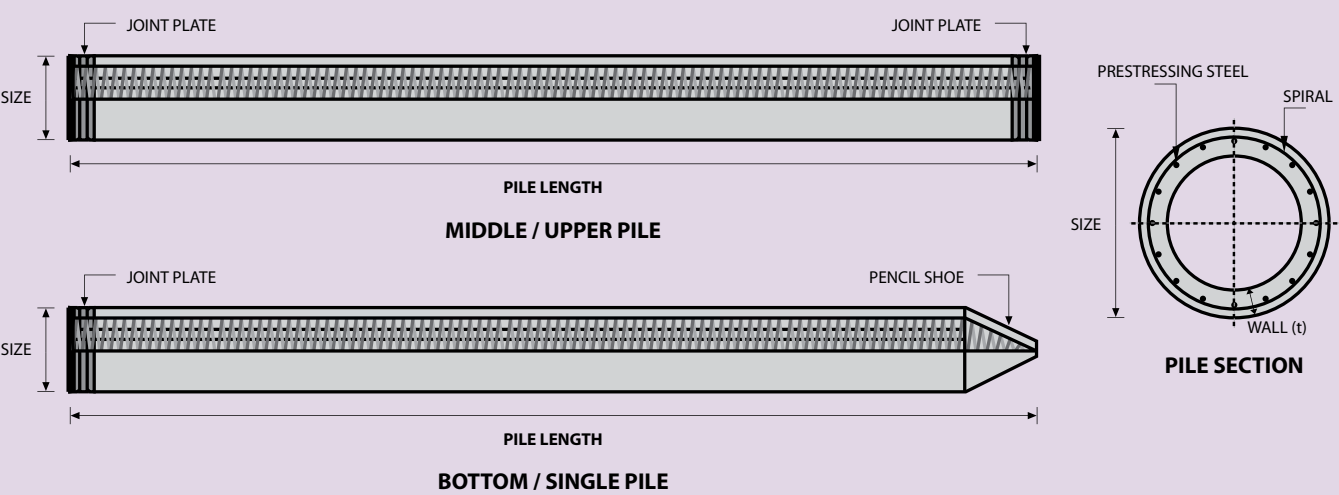
Outer Diameter (mm)	ConcreteWall Thickness (mm)	Class	PC. Bar			Concrete Sectional Area (cm²)	Concrete Moment Inertia (cm⁴)	Effective Prestress (kg/cm²)	Allowable Axial Load (ton)	Bending Moment		Nominal Weight (kg/m)
			Diameter (mm)	Number (mm)	Sectional Area (cm²)					Cracking (t.m)	Ultimate (t.m)	
									ACI 543-1979			
300	60	A	7.1	6	2.37	452	35416	49.59	102	2.88	3.16	118
350	70	A	7.1	8	3.17	616	65533	48.71	139	4.54	6.75	161
400	75	A	7.1	10	3.96	766	108803	48.97	173	6.61	9.73	200
		B	9	12	7.63	766	111001	87.45	165	8.88	13.51	200
450	80	A	9	8	5.09	930	170556	51.59	209	9.41	10.13	242
		B	9	16	10.17	930	174626	94.54	198	12.97	20.27	242
		C	9	20	12.72	930	176660	112.77	194	14.55	25.34	242
500	90	A	9	10	6.36	1159	261750	51.78	261	13.02	14.08	302
		B	9	18	11.45	1159	266994	86.95	250	17.04	25.34	302
		C	9	24	15.26	1159	270927	109.67	243	19.75	33.78	302
600	100	A	9	12	7.63	1571	522308	44.38	356	20.36	29.87	409
		B	9	24	15.26	1571	534365	82.21	340	27.57	48.61	409
		C	9	32	20.35	1571	542404	103.80	331	31.89	55.53	409

- Note : 1) TEKCON PC Piles are manufacture in compliance with JIS A 5335-1987 Pretensioned Spun Concrete Piles and generally conforming to other specification (ACI 543-1979)
- 2) PC Bar and Spiral Wires comply with JIS G 3137 -1994 and BS.4482 respectively
- 3) Allowable Axial Load is applicable for pile acting as a short strut. Calculation is based on ACI 543-1979
- 4) Minimum compressive strength of concrete at age 28 days shall be 80 N/mm²
- 5) Standard piles length is 6 M, 9 M, 10 M and 12 M
- 6) Modification of the properties can be made upon orders
- 7) We have a right to modify our manufacturing specification without any prior notice

MATERIAL SPECIFICATION

ITEM	REFERENCE	DESCRIPTION	SPECIFICATION
Aggregate	ASTM C 33 / C 33M-11a	Standard Specification for Concrete Aggregates	
Cement	SNI 15 - 2049 - 2004	Portland Cement	Standard Product Type I Special Order : Type II or V
Admixture	ASTM C 494 / C 494M - 99a	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : High Range Water Reducing Admixture
Concrete	SNI 03 - 2834 - 1993 SNI 03 - 2493 - 1991	Concrete Mix Design Making and Curing Concrete Sample	
PC Strand	ASTM A 416 / A 416M - 99	Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete	Grade 270 (Low Relaxation Type)
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wires and Strands for Prestressed Concrete	SWPD1 (Deformed Wire Type)
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size-Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	Grade D - Class 1 - SBPD 1275/1420
Rebar	SNI 07 - 2052 - 2002	Reinforcement Steel for Concrete	Steel Class : BjTS 40 (Deformed) Steel Class : BjTP 24 (Round)
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wires	SWM-P (Round Type) Cold-reduced steel wire for the reinforcement of concrete and the manufacture of welded fabric.
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steels for General Structure	SS400 (Tensile Strength 400 N/mm2) Applicable steel product for steel plates and sheets, steel strip in coil, sections, flats and bars.
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 900	Structural Welding Code Steel	AWS A5.1/E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent.

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

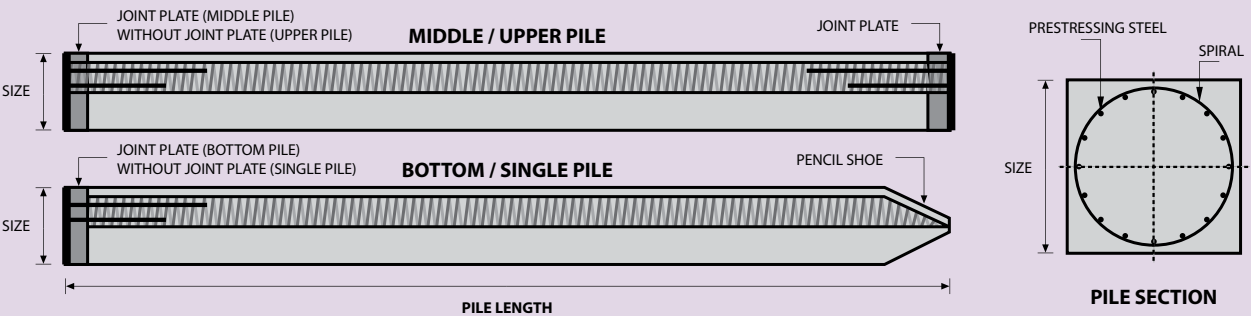
Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

Note :
*) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)
**) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position
***) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES



PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 42 \text{ MPa}$ (Cube 500 kg/cm^2)

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

Size (mm)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile * (m)	Splice Class	
					Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)				Compatible to Body M_{crack}	Optional
200 x 200	400	13,333	100	A	1.55	2.65	49.08	27.47	6 - 9	I	II
250 x 250	625	32,552	156	A	2.29	3.46	81.40	28.10	6 - 10	III	IV
				B	2.52	4.33	79.62	34.80	6 - 11	II	-
				C	2.78	5.19	77.92	41.30	6 - 11	I	II
300 x 300	900	67,500	225	A	3.64	5.19	118.59	35.40	6 - 11	IV	V
				B	3.98	6.23	116.76	42.20	6 - 11	III	IV/V
				C	4.48	7.47	114.66	50.20	6 - 12	II	-
				D	4.92	9.34	111.60	61.90	6 - 12	I	III/IV/V
350 x 350	1,225	125,052	306	A	5.33	6.57	163.98	38.60	6 - 11	III	IV
				B	6.07	8.72	160.68	50.90	6 - 12	II	-
				C	6.63	10.90	157.45	63.10	6 - 12	I	IV
				D	7.30	13.08	154.32	75.00	6 - 13	I	III/IV
400 x 400	1,600	213,333	400	A	7.89	9.96	213.96	51.40	6 - 12	IV	V
				B	8.71	12.45	210.60	63.80	6 - 12	III	IV/V
				C	9.51	14.95	207.32	76.00	6 - 13	II	III/IV/V
				D	11.82	22.42	198.01	111.60	6 - 14	I	II/III/IV/V
450 x 450	2,025	341,719	506	A	11.17	14.01	270.98	64.30	6 - 12	III	IV
				B	12.10	16.81	267.61	76.80	6 - 13	III	IV
				C	13.01	19.62	264.30	89.10	6 - 13	II	III/IV
				D	14.78	25.22	257.88	113.30	6 - 14	I	II/III/IV
500 x 500	2,500	520,833	625	A	15.16	18.68	335.12	77.30	6 - 13	III	IV
				B	16.19	21.79	331.72	89.90	6 - 13	II	III/IV
				C	17.21	24.91	328.38	102.20	6 - 14	I	II/III/IV
				D	18.22	28.02	325.09	114.50	6 - 14	I	II/III/IV

Note : *) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

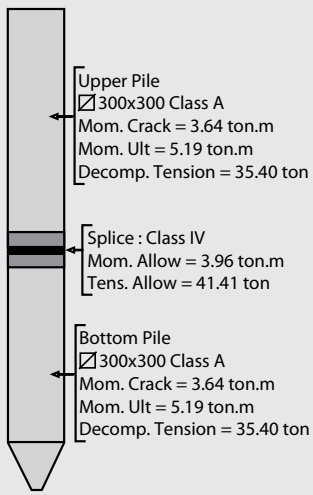
TYPICAL SPLICE SPECIFICATION

Size (mm)	Class	Bending Moment		Tension	
		Allowable (ton.m)	Ultimate (ton.m)	Allowable (ton)	Ultimate (ton)
200 x 200	I	1.56	2.11	41.82	47.05
	II	0.76	1.02	16.34	18.38
250 x 250	I	3.17	4.28	55.22	62.12
	II	2.99	4.03	41.41	46.59
	III	2.34	3.17	41.41	46.59
	IV	1.29	1.74	24.50	27.57
300 x 300	I	5.96	8.05	83.64	94.10
	II	4.53	6.12	62.73	70.57
	III	4.28	5.78	55.22	62.12
	IV	3.96	5.35	41.41	46.59
	V	2.34	3.16	24.50	27.57
350 x 350	I	7.67	10.35	83.64	94.10
	II	6.81	9.19	83.64	94.10
	III	5.71	7.71	55.22	62.12
	IV	3.30	4.45	27.61	31.06
400 x 400	I	12.20	16.47	117.95	132.69
	II	11.28	15.23	88.46	99.52
	III	9.41	12.71	83.64	94.10
	IV	8.58	11.58	62.73	70.57
	V	3.97	5.36	27.61	31.06
450 x 450	I	15.80	21.33	147.43	165.86
	II	14.07	19.00	117.95	132.69
	III	13.02	17.57	88.46	99.52
	IV	6.55	8.84	41.82	47.05
500 x 500	I	19.72	26.63	118.60	133.43
	II	16.51	22.29	117.95	132.69
	III	15.14	20.43	88.46	99.52
	IV	7.56	10.21	41.82	47.05

EXAMPLES OF SPLICE SELECTION

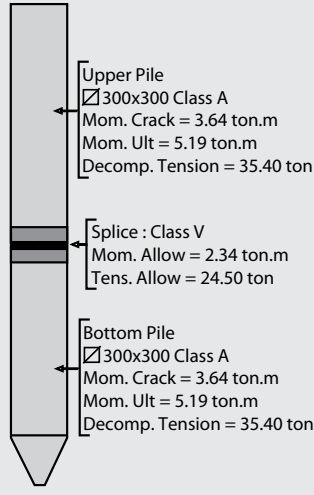
Case 1 : Compatible to Body Moment Crack

Splice of PC Piles having equivalent performance to the crack bending moment of the main body.

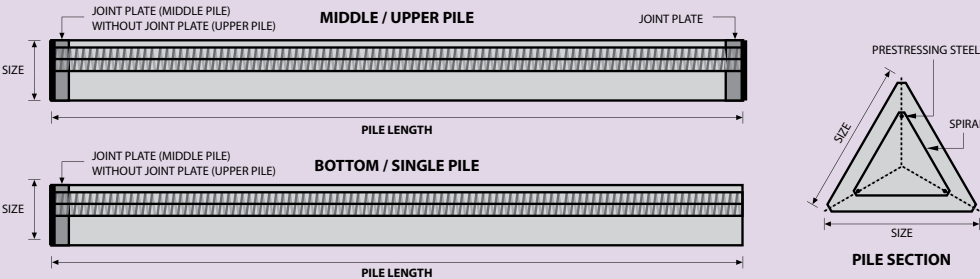


Case 2 : Optional Splice

Application of optional splices should be approved by structure designer.



PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE TRIANGULAR PILES



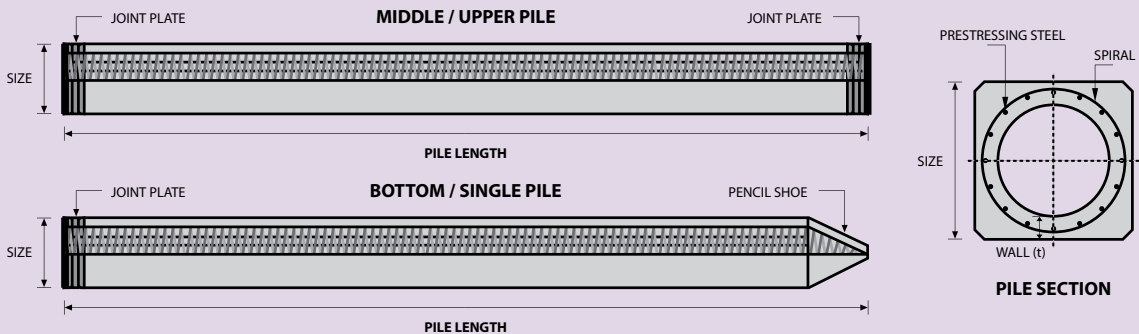
PRESTRESSED CONCRETE TRIANGULAR PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 42 \text{ MPa}$ (Cube 500 kg/cm^2)

Size (mm)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Length of Pile * (m)
					Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)		
280	318.7	9,080.50	79.7	A	0.66	0.92	42.26	6 - 8
				B	0.90	1.77	39.50	6 - 9
320	422.6	16,188.90	105.7	A	0.89	1.11	57.02	6 - 8
				B	1.20	2.15	54.10	6 - 9

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN SQUARE PILES



PRESTRESSED CONCRETE SPUN SQUARE PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile * (m)
						Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)			
400 X 400	75	1109.13	194,159	277	A2	6.50	10.00	182.63	38.00	6 - 13
					A3	8.00	12.00	180.62	45.30	6 - 14
					B	10.00	18.00	173.15	73.10	6 - 15
					C	11.00	22.00	169.49	91.70	6 - 16
450 X 450	80	1364.48	307,000	341	A1	8.50	12.50	227.01	38.20	6 - 13
					A2	11.00	17.00	222.95	52.90	6 - 15
					A3	13.00	20.90	219.05	67.10	6 - 16
					B	13.50	24.00	215.32	80.90	6 - 16
					C	15.50	31.00	208.10	114.00	6 - 16

Note : *) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

PRODUCT APPLICATION



Piles foundation for Power Plant or Industrial Factory



Piles for Marine Structurer



Piles Foundation for Building



Piles Foundation for Bridges

PT CITRA LAUTAN TEDUH

Head Office & Factory

Jl. Hang Jebat Km. 01 Batu Besar, Batam - Indonesia | Ph. (062) 778 761185, 761186 | Fax. (062) 778 761184 | Visit us : <http://www.wikadt.co.id>

Factory Support

Binjai (North Sumatera), Tegineneng (Lampung South Sumatera), Kalianda (Lampung, South Sumatera), Bogor, Karawang, Majalengka (West Java), Boyolali (Central Java), Pasuruan (East Java), Balikpapan (East Borneo-in Progress), Makassar (South Celebes)

Halaman ini sengaja dikosongkan

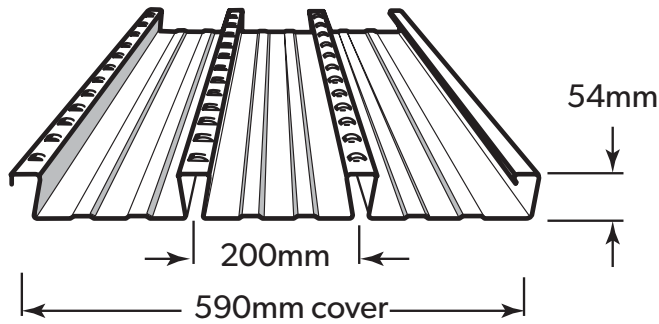
BONDEK® STRUCTURAL STEEL DECK

USER GUIDE FOR CONCRETE
CONSTRUCTION PROFESSIONALS

LYSAGHT



BONDEK® STRUCTURAL STEEL DECK USER GUIDE



USING LYSAGHT® BONDEK® STRUCTURAL STEEL DECK

BONDEK® Structural Steel Decking is a highly efficient, versatile and robust formwork, reinforcement and ceiling system for concrete slabs. It is a profiled steel sheeting widely accepted by the building and construction industry to offer efficiency and speed of construction. It has re-entrant ribs into the concrete slab at approximate 200mm centres and its depth is 54mm. It is available in a Base Metal Thicknesses (BMT) 0.6, 0.75, 0.9 and 1.0mm.

This manual is to be used in conjunction with the BONDEK® Structural Steel Decking Design and Construction Manual - and forms a practical construction handbook, rather than a design manual.

Designs can be adopted from the BONDEK® Structural Steel Decking Design and Construction Manual, in conjunction with a consulting structural engineer.

Topics in this guide include construction and formwork tables.

Our newest release of supporting software and the Design and Construction Manual for BONDEK® Structural Steel Decking incorporates Lysaght's latest research and development work. Improved design and testing methods have again pushed BONDEK® Structural Steel Decking to the forefront. New formwork tables are optimised for steel frame construction but are also suitable for concrete frame construction and masonry walls.

Please consult formwork General Notes when using concrete framed or masonry wall construction and refer to the Design and Construction Manual.

BONDEK® steel decking permits installation of suspended services and ceilings without drilling into the concrete slab. A reliable interlocking mechanism provides vertical lapping for faster installation. BONDEK® steel deck has a durable galvanised coating.

DESIGN ADVANTAGES INCLUDE:

- Excellent spanning capacities for greater strength and less deflection
- Acts as permanent formwork with minimal propping and no stripping of formwork face is required
- Fast and easy to install (590mm wide) with less handling required
- Works as reinforcement with composite slab saving on concrete and reinforcement costs
- Ribs at 200mm centres creating a safe working platform with slip resistant embossments on the ribs
- Advanced design for fire resistance
- New BONDEK® design software gives added flexibility and ease of design
- Backed by a BlueScope Steel warranty
- Nationwide technical support

MATERIAL SPECIFICATIONS

Thickness	Mass		Yield Strength	Coverage
mm	kg/m ²	kg/m	MPa	m ² /t
0.60	8.52	5.03	550	117.31
0.75	10.50	6.19	550	95.24
0.90	12.48	7.36	550	80.16
1.00	13.79	8.14	550	72.50

BONDEK® profiled steel decking is roll-formed from hot dipped, zinc-coated, hi-tensile steel strip, in Base Metal Thicknesses (BMT) of 0.60, 0.75, 0.90 and 1.0mm. The steel strip conforms to AS 1397 grade G550, Z350.

0.9mm thickness is available for projects by special order.

Pre-painted BRITEWHITE® soffit is also available on enquiry.

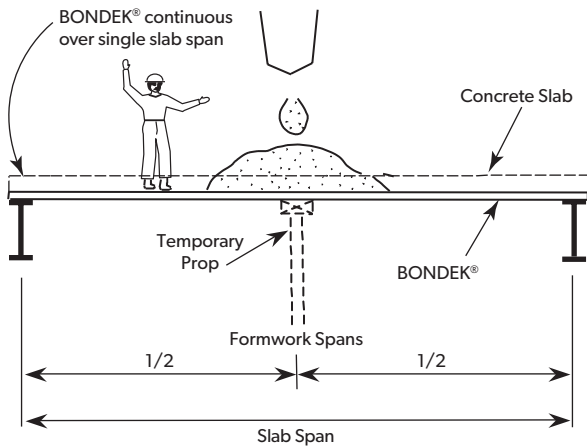
CERTIFICATION OF FORMWORK

LYSAGHT® certifies that the information contained within this Specification complies with Section B of the Building Code of Australia and with the relevant Australian Standards.

This specification has been based on the exclusive use of BONDEK® manufactured by LYSAGHT®.

Figure 1

BONDEK® sheets continuous over single slab span.



Figures 1, 2 and 3 are simply to illustrate typical propping configuration within a slab span to achieve equal spans of the BONDEK® during the formwork stage.

Figure 2

BONDEK® sheet continuous over 2 slab spans.

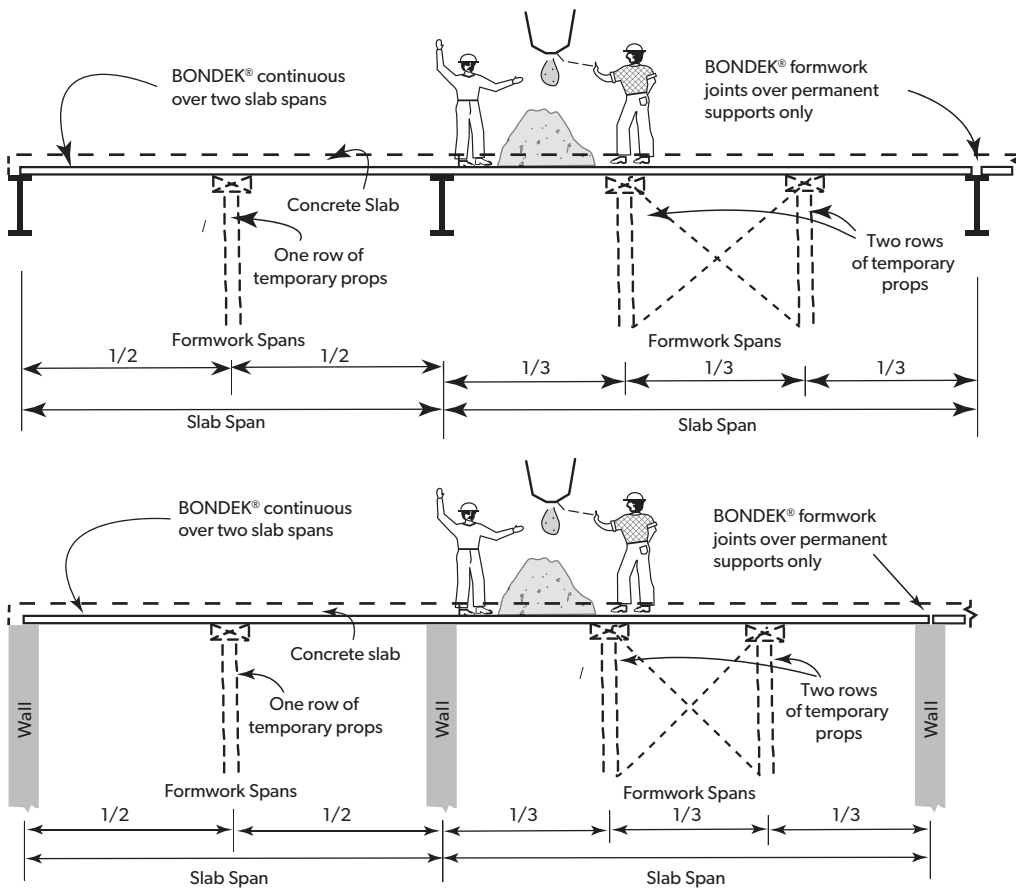
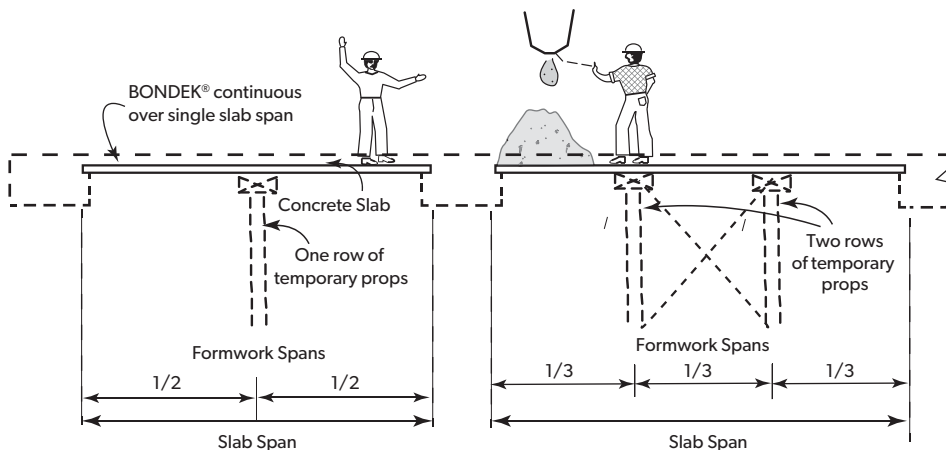


Figure 3

Concrete frame construction. BONDEK® sheet continuous over single slab span.



FORMWORK/SLAB SPAN TABLES

Maximum slab spans, mm

BONDEK® sheets continuous over single slab span

Formwork deflections limits L/240 (Visual appearance important)

Slab Depth D (mm)	0.6 BMT BONDEK® No of props per span			0.75 BMT BONDEK® No of props per span			0.9 BMT BONDEK® No of props per span			1.0 BMT BONDEK® No of props per span		
	0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2
100	2000	4950	7350	2150	5850	8150	2250	6300	8700	2350	6500	9050
110	1900	4750	7150	2050	5700	7900	2200	6100	8450	2250	6350	8800
120	1800	4650	6900	2000	5550	7700	2150	5950	8250	2200	6150	8550
130	1750	4500	6650	1950	5400	7500	2100	5800	8050	2150	6000	8350
140	1700	4400	6400	1900	5300	7300	2050	5650	7850	2100	5900	8100
150	1650	4300	6200	1850	5200	7100	2000	5550	7600	2050	5750	7900
160	1600	4250	6050	1750	5050	6900	1900	5450	7400	2000	5650	7700
170	1550	4150	5850	1750	5000	6750	1850	5300	7250	1950	5550	7500
180	1550	4050	5700	1700	4900	6550	1850	5200	7050	1900	5400	7350
190	1500	4000	5550	1650	4750	6400	1800	5100	6900	1850	5300	7200
200	1450	3900	5400	1600	4650	6250	1750	5000	6750	1850	5200	7050
210	1400	3850	5300	1550	4550	6150	1700	4900	6600	1800	5050	6900
220	1400	3800	5200	1550	4450	6000	1650	4800	6500	1750	5000	6800
230	1350	3750	5050	1500	4350	5900	1650	4700	6400	1700	4900	6650
240	1350	3700	4950	1500	4300	5800	1600	4600	6250	1700	4800	6550
250	1300	3600	4850	1450	4200	5650	1600	4550	6150	1650	4750	6450


Maximum slab spans, mm

BONDEK® sheets continuous over single slab span

Formwork deflections limits L/130 (Visual appearance not important)

Slab Depth D (mm)	0.6 BMT BONDEK® No of props per span			0.75 BMT BONDEK® No of props per span			0.9 BMT BONDEK® No of props per span			1.0 BMT BONDEK® No of props per span		
	0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2
100	2100	4800	7200	2550	5900	8850	2700	7100	10000	2800	7700	10000
110	2050	4700	7050	2500	5750	8650	2650	6900	10000	2700	7450	10000
120	2000	4550	6850	2450	5600	8400	2550	6700	9850	2650	7300	10000
130	1950	4450	6700	2350	5450	8200	2500	6550	9650	2600	7100	10000
140	1950	4350	6550	2300	5350	8050	2450	6400	9450	2550	6950	9800
150	1900	4250	6400	2250	5250	7850	2400	6250	9250	2500	6800	9600
160	1850	4200	6300	2200	5100	7700	2350	6100	9100	2450	6650	9450
170	1800	4100	6150	2200	5000	7550	2300	6000	8900	2400	6500	9250
180	1800	4050	6050	2150	4950	7400	2250	5900	8750	2350	6400	9100
190	1750	3950	5950	2100	4850	7250	2250	5750	8650	2300	6250	8950
200	1750	3900	5850	2050	4750	7150	2200	5650	8500	2250	6150	8800
210	1700	3850	5750	2050	4700	7050	2150	5550	8350	2250	6050	8700
220	1700	3750	5650	2000	4600	6900	2150	5500	8250	2200	5950	8550
230	1650	3700	5550	2000	4550	6800	2100	5400	8100	2200	5850	8450
240	1650	3650	5500	1950	4450	6700	2050	5300	7950	2150	5750	8350
250	1600	3600	5400	1900	4400	6600	2050	5250	7850	2100	5650	8200

Notes:

- These are formwork selection tables only. Maximum slab spans in these tables shall be designed by a qualified structural engineer.
- Use BONDEK® design software for support widths other than 100mm.
- 1 kPa Live Load due to stacked materials is used - this shall be indicated on formwork documentation and controlled on-site.
-  The availability of 0.9mm BMT BONDEK® is subject to enquiry.
- Refer to General Engineering Notes when using these tables.

Maximum slab spans, mm

BONDEK® sheets continuous over 2 slab spans

Formwork deflections limits L/240 (Visual appearance important)

Equal slab spans

Slab depth D (mm)	0.6 BMT BONDEK® No of props per span			0.75 BMT BONDEK® No of props per span			0.9 BMT BONDEK® No of props per span			1.0 BMT BONDEK® No of props per span		
	0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2
100	2450	4900	7350	2900	5550	8350	3150	5900	8900	3250	6150	9250
110	2350	4750	7150	2850	5400	8100	3050	5750	8650	3150	5950	8950
120	2300	4650	6950	2750	5250	7850	2950	5600	8400	3050	5800	8750
130	2250	4500	6800	2700	5100	7650	2900	5450	8200	3000	5650	8500
140	2200	4400	6600	2650	5000	7500	2800	5350	8000	2950	5550	8300
150	2150	4250	6400	2600	4850	7300	2750	5200	7800	2850	5400	8100
160	2100	4150	6200	2500	4750	7100	2700	5050	7600	2800	5250	7900
170	2050	4000	6050	2500	4600	6950	2650	4950	7400	2750	5150	7700
180	2000	3900	5900	2450	4500	6750	2600	4800	7250	2700	5000	7550
190	2000	3800	5750	2350	4400	6600	2550	4700	7100	2650	4900	7350
200	1950	3700	5600	2300	4300	6450	2500	4600	6950	2600	4800	7200
210	1900	3650	5450	2250	4200	6300	2450	4500	6800	2500	4700	7100
220	1900	3550	5350	2200	4100	6200	2400	4450	6650	2500	4600	6950
230	1850	3450	5200	2150	4050	6050	2350	4350	6550	2450	4550	6850
240	1800	3400	5100	2150	3950	5950	2300	4300	6450	2400	4450	6700
250	1800	3350	5000	2100	3900	5850	2250	4200	6300	2350	4400	6600

Maximum slab spans, mm


BONDEK® sheets continuous over 2 slab spans

Formwork deflections limits L/130 (Visual appearance not important)

Equal slab spans

Slab Depth D (mm)	0.6 BMT BONDEK® No of props per span			0.75 BMT BONDEK® No of props per span			0.9 BMT BONDEK® No of props per span			1.0 BMT BONDEK® No of props per span		
	0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2
100	2400	4800	7200	2950	5900	8850	3550	7050	10000	3850	7300	10000
110	2350	4700	7050	2850	5750	8650	3450	6850	10000	3700	7100	10000
120	2250	4550	6850	2800	5600	8400	3350	6700	10000	3650	6950	10000
130	2200	4450	6700	2700	5450	8200	3250	6550	9800	3550	6800	10000
140	2150	4350	6550	2650	5350	8050	3200	6400	9600	3450	6650	10000
150	2100	4250	6400	2600	5250	7850	3100	6250	9400	3400	6550	9800
160	2100	4200	6300	2550	5100	7700	3050	6100	9200	3300	6400	9600
170	2050	4100	6150	2500	5000	7550	3000	6000	9000	3250	6300	9450
180	2000	4050	6050	2450	4950	7440	2950	5900	8850	3200	6200	9300
190	1950	3950	5950	2400	4850	7250	2850	5750	8650	3100	6100	9150
200	1950	3900	5850	2350	4750	7150	2800	5650	8500	3050	6000	9000
210	1900	3850	5750	2350	4700	7050	2750	5550	8350	3000	5900	8850
220	1850	3750	5650	2300	4600	6900	2750	5500	8250	2950	5800	8750
230	1850	3700	5550	2250	4550	6800	2700	5400	8100	2900	5750	8650
240	1800	3650	5500	2200	4450	6700	2650	5300	7950	2850	5650	8500
250	1800	3600	5400	2200	4400	6600	2600	5250	7850	2800	5600	8400

Notes:

- These are formwork selection tables only. Maximum slab spans in these tables shall be designed by a qualified structural engineer.
- Use BONDEK® design software for support widths other than 100mm.
- 1 kPa Live Load due to stacked materials is used - this shall be indicated on formwork documentation and controlled on-site.
-  The availability of 0.9mm BMT BONDEK® is subject to enquiry.
- Refer to General Engineering Notes when using these tables.

Maximum slab spans, mm

BONDEK® sheets continuous over 3 or more slab spans

Formwork deflections limits L/240 (Visual appearance important)

Equal slab spans

Slab Depth D (mm)	0.6 BMT BONDEK® No of props per span			0.75 BMT BONDEK® No of props per span			0.9 BMT BONDEK® No of props per span			1.0 BMT BONDEK® No of props per span		
	0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2
100	2450	4900	7350	2700	5550	8350	2900	5900	8900	3000	6150	9250
110	2350	4750	7150	2600	5400	8100	2800	5750	8650	2900	5950	8950
120	2300	4650	6950	2550	5250	7850	2750	5600	8400	2850	5800	8750
130	2200	4500	6800	2500	5100	7650	2650	5450	8200	2750	5650	8500
140	2100	4400	6600	2450	5000	7500	2600	5350	8000	2700	5550	8300
150	2050	4250	6400	2350	4850	7300	2500	5200	7800	2600	5400	8100
160	2000	4150	6200	2300	4750	7100	2450	5050	7600	2550	5250	7900
170	1950	4000	6050	2250	4600	6950	2400	4950	7400	2500	5150	7700
180	1900	3900	5900	2150	4500	6750	2350	4800	7250	2450	5000	7550
190	1850	3800	5750	2100	4400	6600	2300	4700	7100	2400	4900	7350
200	1800	3700	5600	2050	4300	6450	2250	4600	6950	2350	4800	7200
210	1750	3650	5450	2050	4200	6300	2200	4500	6800	2300	4700	7100
220	1700	3550	5350	2000	4100	6200	2150	4450	6650	2250	4600	6950
230	1650	3450	5200	1950	4050	6050	2100	4350	6550	2200	4550	6850
240	1650	3400	5100	1900	3950	5950	2050	4300	6450	2150	4450	6700
250	1600	3350	5000	1850	3900	5850	2050	4200	6300	2150	4400	6600

Maximum slab spans, mm


BONDEK® sheets continuous over 3 or more slab spans

Formwork deflections limits L/130 (Visual appearance not important)

Equal slab spans

Slab Depth D (mm)	0.6 BMT BONDEK® No of props per span			0.75 BMT BONDEK® No of props per span			0.9 BMT BONDEK® No of props per span			1.0 BMT BONDEK® No of props per span		
	0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2
100	2400	4800	7200	2950	5900	8850	3450	7050	10000	3550	7300	10000
110	2350	4700	7050	2850	5750	8650	3350	6850	10000	3500	7100	10000
120	2250	4550	6850	2800	5600	8400	3250	6700	10000	3400	6950	10000
130	2200	4450	6700	2700	5450	8200	3200	6550	9800	3300	6800	10000
140	2150	4350	6550	2650	5350	8050	3150	6400	9600	3250	6650	10000
150	2100	4250	6400	2600	5250	7850	3050	6250	9400	3200	6550	9800
160	2100	4200	6300	2550	5100	7700	3000	6100	9200	3150	6400	9600
170	2050	4100	6150	2500	5000	7550	2950	6000	9000	3050	6300	9450
180	2000	4050	6050	2450	4950	7440	2900	5900	8850	3000	6200	9300
190	1950	3950	5950	2400	4850	7250	2850	5750	8650	2950	6100	9150
200	1950	3900	5850	2350	4750	7150	2800	5650	8500	2900	6000	9000
210	1900	3850	5750	2350	4700	7050	2750	5550	8350	2900	5900	8850
220	1850	3750	5650	2300	4600	6900	2750	5500	8250	2850	5800	8750
230	1850	3700	5550	2250	4550	6800	2700	5400	8100	2800	5750	8650
240	1800	3650	5500	2200	4450	6700	2650	5300	7950	2750	5650	8500
250	1800	3600	5400	2200	4400	6600	2600	5250	7850	2700	5600	8400

Notes:

- These are formwork selection tables only. Maximum slab spans in these tables shall be designed by a qualified structural engineer.
- Use BONDEK® design software for support widths other than 100mm.
- 1 kPa Live Load due to stacked materials is used - this shall be indicated on formwork documentation and controlled on-site.
-  The availability of 0.9mm BMT BONDEK® is subject to enquiry.
- Refer to General Engineering Notes when using these tables.

Maximum slab spans, mm

BONDEK® sheets continuous over 2 slab spans

Formwork deflections limits L/240 (Visual appearance important)

Slabs spans ratio up to 1:1.2

Slab depth D (mm)	0.6 BMT BONDEK® No of props per span			0.75 BMT BONDEK® No of props per span			0.9 BMT BONDEK® No of props per span			1.0 BMT BONDEK® No of props per span		
	0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2
100	2400	4900	7250	2750	5350	8000	2950	5700	8550	3050	5950	8900
110	2350	4650	7000	2700	5200	7800	2850	5550	8300	3000	5750	8650
120	2300	4450	6700	2600	5050	7600	2800	5400	8100	2900	5600	8400
130	2200	4300	6500	2550	4900	7400	2700	5250	7900	2850	5450	8150
140	2150	4150	6250	2500	4750	7150	2650	5100	7650	2750	5300	7950
150	2100	4050	6050	2450	4600	6950	2600	4950	7450	2700	5150	7700
160	2050	3900	5900	2350	4500	6750	2500	4800	7250	2600	5000	7550
170	2000	3800	5700	2300	4350	6550	2450	4700	7050	2550	4900	7350
180	1950	3700	5550	2250	4250	6400	2400	4600	6900	2500	4800	7200
190	1900	3600	5400	2200	4150	6250	2350	4500	6750	2450	4700	7050
200	1850	3500	5300	2150	4050	6100	2300	4400	6600	2400	4600	6900
210	1800	3450	5150	2100	4000	6000	2250	4300	6450	2350	4500	6750
220	1750	3350	5050	2050	3900	5850	2200	4200	6350	2300	4400	6650
230	1750	3300	4950	2000	3800	5750	2150	4150	6250	2250	4350	6500
240	1700	3200	4850	1950	3750	5650	2150	4050	6100	2200	4250	6400
250	1650	3150	4750	1950	3700	5550	2100	4000	6050	2200	4200	6300

Maximum slab spans, mm


BONDEK® sheets continuous over 2 slab spans

Formwork deflections limits L/130 (Visual appearance not important)

Slabs spans ratio up to 1:1.2

Slab Depth D (mm)	0.6 BMT BONDEK® No of props per span			0.75 BMT BONDEK® No of props per span			0.9 BMT BONDEK® No of props per span			1.0 BMT BONDEK® No of props per span		
	0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2
100	2350	4750	7150	2900	5850	8750	3500	6800	10000	3650	7050	10000
110	2300	4650	6950	2850	5700	8550	3400	6600	9950	3550	6850	10000
120	2250	4500	6800	2750	5550	8350	3300	6450	9700	3450	6700	10000
130	2200	4450	6650	2700	5400	8150	3200	6300	9500	3400	6550	9850
140	2150	4300	6500	2650	5300	7950	3150	6200	9300	3300	6400	9650
150	2100	4250	6350	2600	5200	7800	3100	6050	9100	3250	6300	9450
160	2050	4150	6250	2500	5050	7600	3000	5950	8450	3200	6150	9250
170	2000	4050	6100	2450	4950	7450	2950	5850	8750	3150	6050	9100
180	2000	4000	6000	2450	4900	7350	2900	5750	8600	3100	5950	8950
190	1950	3950	5900	2400	4800	7200	2850	5650	8500	3050	5850	8800
200	1900	3850	5800	2350	4700	7050	2800	5550	8350	3000	5750	8650
210	1900	3800	5700	2300	4650	6950	2750	5450	8200	2950	5700	8550
220	1850	3750	5650	2250	4550	6850	2700	5400	8100	2900	5600	8400
230	1850	3700	5550	2250	4500	6750	2650	5300	8000	2850	5500	8300
240	1800	3650	5450	2200	4400	6650	2600	5250	7850	2850	5450	8150
250	1800	3600	5400	2150	4350	6550	2550	5150	7750	2800	5350	8050

Notes:

- These are formwork selection tables only. Maximum slab spans in these tables shall be designed by a qualified structural engineer.
- Use BONDEK® design software for support widths other than 100mm.
- 1 kPa Live Load due to stacked materials is used - this shall be indicated on formwork documentation and controlled on-site.
-  The availability of 0.9mm BMT BONDEK® is subject to enquiry.
- Refer to General Engineering Notes when using these tables.

Maximum slab spans, mm

BONDEK® sheest continuous over 3 or more slab spans

Formwork deflections limits L/240 (Visual appearance important)

Slabs spans ratio up to 1.1.2

Slab Depth D (mm)	0.6 BMT BONDEK® No of props per span			0.75 BMT BONDEK® No of props per span			0.9 BMT BONDEK® No of props per span			1.0 BMT BONDEK® No of props per span		
	0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2
100	2350	4900	7250	2600	5350	8000	2800	5700	8550	2900	5950	8900
110	2250	4650	7000	2550	5200	7800	2700	5550	8300	2800	5750	8650
120	2150	4450	6700	2450	5050	7600	2650	5400	8100	2750	5600	8400
130	2100	4300	6500	2400	4900	7400	2550	5250	7900	2650	5450	8150
140	2000	4150	6250	2300	4750	7150	2500	5100	7650	2600	5300	7950
150	1950	4050	6050	2250	4600	6950	2400	4950	7450	2500	5150	7700
160	1900	3900	5900	2200	4500	6750	2350	4800	7250	2450	5000	7550
170	1850	3800	5700	2150	4350	6550	2300	4700	7050	2400	4900	7350
180	1800	3700	5550	2050	4250	6400	2250	4600	6900	2350	4800	7200
190	1750	3600	5400	2000	4150	6250	2200	4500	6750	2300	4700	7050
200	1700	3500	5300	2000	4050	6100	2150	4400	6600	2250	4600	6900
210	1650	3450	5150	1950	4000	6000	2100	4300	6450	2200	4500	6750
220	1650	3350	5050	1900	3900	5850	2050	4200	6350	2150	4400	6650
230	1600	3300	4950	1850	3800	5750	2000	4150	6250	2100	4350	6500
240	1550	3200	4850	1800	3750	5650	2000	4050	6100	2050	4250	6400
250	1550	3150	4750	1800	3700	5550	1950	4000	6050	2050	4200	6300

Maximum slab spans, mm


BONDEK® sheets continuous over 3 or more slab spans

Formwork deflections limits L/130 (Visual appearance not important)

Slabs spans ratio up to 1.1.2

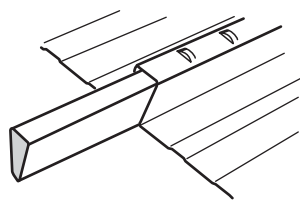
Slab Depth D (mm)	0.6 BMT BONDEK® No of props per span			0.75 BMT BONDEK® No of props per span			0.9 BMT BONDEK® No of props per span			1.0 BMT BONDEK® No of props per span		
	0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2
100	2350	4750	7150	2900	5850	8750	3350	6800	10000	3450	7050	10000
110	2300	4650	6950	2850	5700	8550	3250	6600	9950	3350	6850	10000
120	2250	4500	6800	2750	5550	8350	3150	6450	9700	3300	6700	10000
130	2200	4450	6650	2700	5400	8150	3100	6300	9500	3200	6550	9850
140	2150	4300	6500	2650	5300	7950	3050	6200	9300	3150	6400	9650
150	2100	4250	6350	2600	5200	7800	2950	6050	9100	3100	6300	9450
160	2050	4150	6250	2500	5050	7600	2900	5950	8450	3000	6150	9250
170	2000	4050	6100	2450	4950	7450	2850	5850	8750	2950	6050	9100
180	2000	4000	6000	2450	4900	7350	2800	5750	8600	2900	5950	8950
190	1950	3950	5900	2400	4800	7200	2750	5650	8500	2850	5850	8800
200	1900	3850	5800	2350	4700	7050	2700	5550	8350	2850	5750	8650
210	1900	3800	5700	2300	4650	6950	2700	5450	8200	2800	5700	8550
220	1850	3750	5650	2250	4550	6850	2650	5400	8100	2750	5600	8400
230	1850	3700	5550	2250	4500	6750	2600	5300	8000	2700	5500	8300
240	1800	3650	5450	2200	4400	6650	2550	5250	7850	2650	5450	8150
250	1800	3600	5400	2150	4350	6550	2500	5150	7750	2600	5350	8050

Notes:

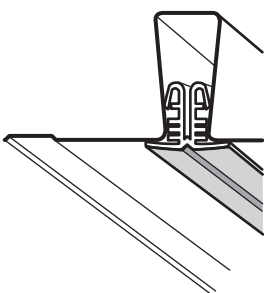
- These are formwork selection tables only. Maximum slab spans in these tables shall be designed by a qualified structural engineer.
- Use BONDEK® design software for support widths other than 100mm.
- 1 kPa Live Load due to stacked materials is used - this shall be indicated on formwork documentation and controlled on-site.
-  The availability of 0.9mm BMT BONDEK® is subject to enquiry.
- Refer to General Engineering Notes when using these tables.

ACCESSORIES

Figure 4
BONDEK® accessories.



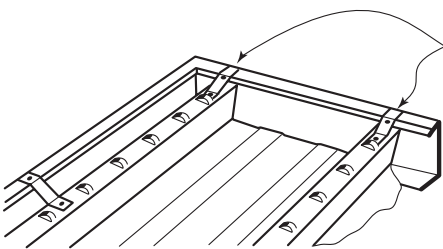
BONFILL®
Polystyrene foam stops concrete and air entering ends of ribs. Stock length: 1200mm. Required: 300mm per sheet of BONDEK®.



BONSTRIP®
Plastic trim to cover gaps formed by ribs. Used when underside of BONDEK® forms an exposed ceiling. Stock length: 3000mm. Allows plasterboard to be fixed to BONDEK®.

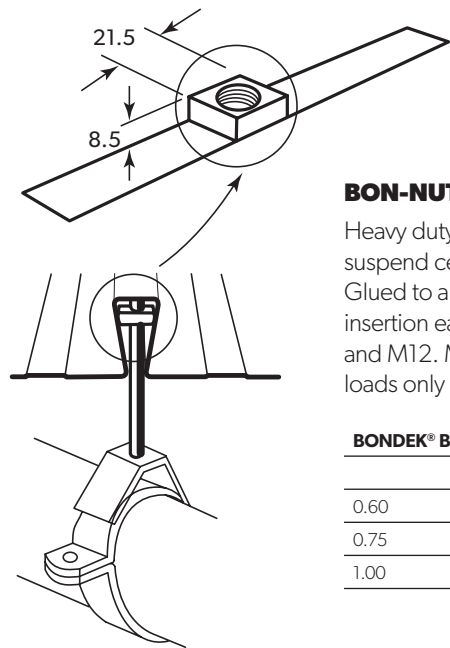


RIB END PLUG (QLD, VIC & NSW)
Polyethylene end plug minimises concrete slurry seeping through.



Brackets from builders strapping
Straps formed on-site using builders strapping to secure top flange of the Edgeform.

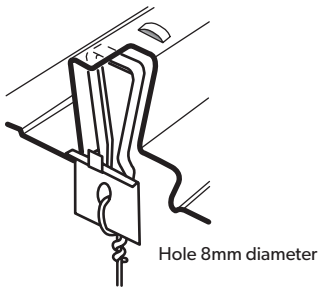
25mm x 1.0mm fixed with #10-16x16 hex. head Tek screws with drill point. Required: one every 600mm or less if aesthetics are required.



BON-NUT
Heavy duty square nut to suspend ceilings or services. Glued to a paper strip it makes insertion easy. Threads: M8, M10 and M12. M6 is available for light loads only (2.7 kN or less).

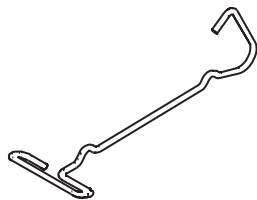
BONDEK® BMT	Safe Load kN
0.60	3.9
0.75	4.4
1.00	6.7

EDGEFORM
A galvanised section that creates a permanent formwork at the slab edges—cut, mitred and screwed on site. 1.0mm BMT - up to 145mm slab depth. 1.2mm BMT - 150 - 175mm slab depth.



BONWEDGE®
Lightweight bracket for rods to suspend ceilings or services (other than fire sprinkler systems). Max. load: 100kg.

Configuration	Loading	Safe Load kN
Single BONWEDGE®	Eccentric	1.0
Double BONWEDGE®	Eccentric	1.3
Double BONWEDGE®	Central	1.7



PT HOLD DOWN CLIP
Allows hold down of post-tensioning ducts.

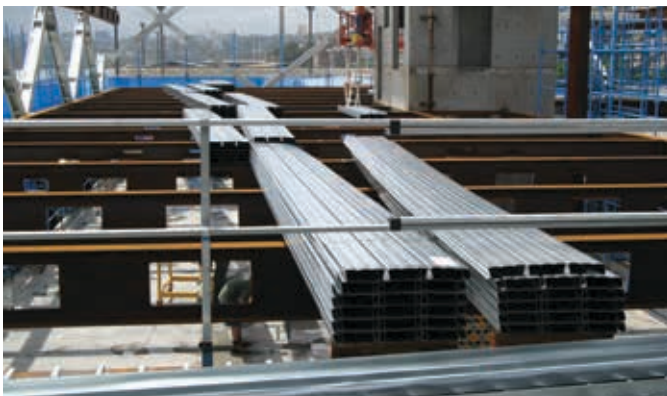
BONDEK® INSTALLATION AND CONSTRUCTION



Step 1: Open BONDEK® sheet bundles.



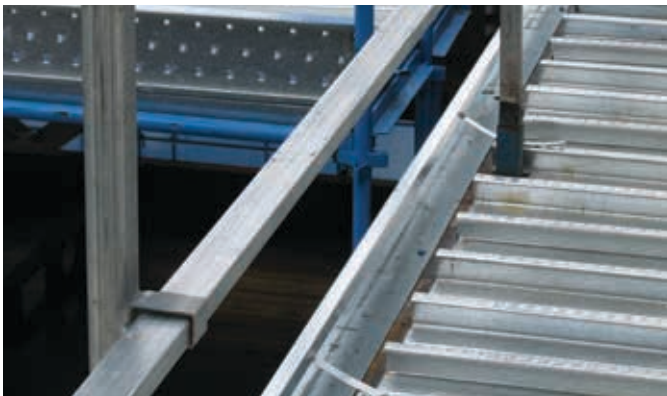
Step 2: Place props if required.



Step 3: Trim BONDEK® sheets if required and place.



Step 4: Fix BONDEK® sheets to steel beams if required.



Step 5: Fix steel Edgeform.



Step 6: Cut penetration.



Step 7: Place reinforcement and post tensioning if required.



Step 7a) PT Hold Down Clip.



Step 8: Place concrete.

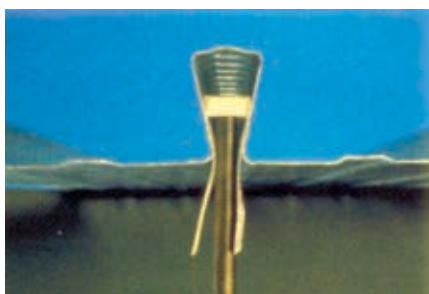


Step 9: Allow slab to cure and remove props.

Step 10: Install services and ceilings with BONDEK® accessories.



Step 10a) BONWEDGE®.



Step 10b) Bon-nut.



Step 10c) BONSTRIP®.

GENERAL ENGINEERING NOTES

- At a minimum, BONDEK® shall be secured at every pan at ends of sheets and also at permanent supports. Failure to secure BONDEK® at supports may lead to excessive deformation and structural failure.
 - Suitable fixing methods should be used such as spot welds, self drilling screws or drive nails. There are two sets of formwork tables:
 - Ratio of two adjacent slab spans are equal
 - The ratio of the longer slab span to the shorter slab span does not exceed 1.2, that is longer span/shorter span ≤ 1.2
- The tables shall be used for normal density concrete (2400kg/m³).
- The lines of support shall extend across the full width of the sheeting and have a minimum bearing 50mm at the ends of the sheets and 100mm at intermediate supports over which sheeting is continuous, including at props. 25mm minimum bearing length at the ends of sheets is acceptable in concrete frame construction.
- The tables are based on the following maximum construction loads:
 - Workmen and equipment = 100kg/m²
 - Mounding of concrete = 300kg/m² over an area of 1.6 x 1.6m and zero over the remainder.
 - Stacking of material on BONDEK® sheets before placement of concrete only = 100kg/m²
- BONDEK® sheets are readily available, custom-cut, in any length from 600mm up to 19,500mm (length tolerance +0, -10mm). Maximum and minimum lengths apply. Please contact your local service centre for details.
- No loads from stacked materials after pour are allowed until the concrete has set.
- The sheets shall not be end spliced or jointed.
- Ponding dead load - the additional concrete due to ponding of the concrete from the sheeting deflection has been included.
- Supports shall be effectively rigid and strong to support construction loads.
- The sheeting shall not have cantilever portions.
- Wet concrete deflection of BONDEK® = $L/240$ or $L/130$, where L is the distance between centres of props, or permanent supports where there are no props.
- The information contained in the publication is intended for guidance only. This information to be used only in conjunction with a consulting structural engineer.
- Further details can be sought from the LYSAGHT® publication BONDEK® Design & Construction Manual or consulting Steel Direct on 1800 641 417.

PRODUCT DESCRIPTIONS

- All descriptions, specifications, illustrations, drawings, data, dimensions and weights contained in this catalogue, all technical literature and websites containing information from Lysaght are approximations only. They are intended by Lysaght to be a general description for information and identification purposes and do not create a sale by description. Lysaght reserves the right at any time to:

(a) supply Goods with such minor modifications from its drawings and specifications as it sees fit; and
(b) alter specifications shown in its promotional literature to reflect changes made after the date of such publication.

DISCLAIMER, WARRANTIES AND LIMITATION OF LIABILITY

- This publication is intended to be an aid for all trades and professionals involved with specifying and installing Lysaght products and not to be a substitute for professional judgement.
- Terms and conditions of sale available at local Lysaght sales offices.
- Except to the extent to which liability may not lawfully be excluded or limited, BlueScope Steel Limited will not be under or incur any liability to you for any direct or indirect loss or damage (including, without limitation, consequential loss or damage such as loss of profit or anticipated profit, loss of use, damage to goodwill and loss due to delay) however caused (including, without limitation, breach of contract, negligence and/or breach of statute), which you may suffer or incur in connection with this publication.

© Copyright BlueScope Steel Limited 25 September, 2015

WWW.LYSAGHT.COM

Technical enquiries:

steeldirect@bluescopesteel.com or call 1800 641 417

LYSAGHT®, BONDEK®, BONFILL®, BONWEDGE®, BONSTRIP®, BRITEWITE® are registered trademarks of BlueScope Steel Limited, ABN 16 000 011 058. The LYSAGHT® range of products is exclusively made by or for BlueScope Steel Limited trading as Lysaght.

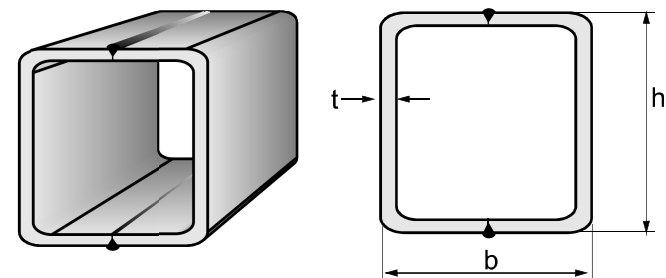


LYT0003 25/09/15



METRIC SIZE

DIMENSION		t	R	WEIGHT	AREA	MOMENT OF INERTIA	MOMENT OF RESISTANT	RADIUS OF GYRATION
H	B					$I_x = I_y$	$Z_x = Z_y$	$i_x = i_y$
mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm
180	180	6.30	18	33.56	42.41	2,095.65	232.85	7.03
180	180	8.00	18	41.92	52.84	2,545.86	282.87	6.94
180	180	10.00	18	51.36	64.57	3,016.80	335.20	6.84
220	220	6.30	18	41.48	52.49	3,939.93	358.18	8.66
220	220	8.00	18	51.96	65.64	4,828.01	438.91	8.58
220	220	10.00	18	63.92	80.57	5,782.46	525.68	8.47
200	200	8.00	18	46.94	59.24	3,566.25	356.63	7.76
200	200	9.00	18	52.34	66.67	3,990.00	399.00	7.73
200	200	10.00	18	57.64	72.57	4,251.06	425.11	7.65
200	200	12.00	18	67.92	86.53	4,980.00	498.00	7.59
250	250	8.00	18	59.50	75.24	7,229.20	578.34	9.80
250	250	9.00	18	66.48	84.67	8,090.00	647.00	9.78
250	250	10.00	18	73.34	92.57	8,706.67	696.53	9.70
250	250	12.00	18	86.76	110.50	10,300.00	820.00	9.63
250	250	16.00	45	112.38	138.80	12,000.00	964.00	9.32
260	260	6.30	18	49.38	62.57	6,634.95	510.38	10.30
260	260	8.00	18	62.00	78.44	8,178.02	629.08	10.21
260	260	10.00	18	76.48	96.57	9,864.65	758.82	10.11
260	260	11.00	18	83.56	105.41	10,656.87	819.76	10.06
300	300	8.00	18	72.06	91.24	12,800.69	853.38	11.84
300	300	9.00	18	80.60	102.70	14,300.00	956.00	11.80
300	300	10.00	18	89.04	112.57	15,519.37	1,034.62	11.74
300	300	12.00	18	105.60	134.50	18,300.00	1,220.00	11.70
300	300	16.00	45	137.50	170.80	22,100.00	1,470.00	11.40
350	350	9.00	18	94.74	120.70	23,200.00	1,320.00	13.90
350	350	12.00	18	124.44	158.50	29,800.00	1,700.00	13.70
350	350	16.00	45	162.62	202.80	36,500.00	2,090.00	13.40
350	350	19.00	45	190.18	233.80	40,700.00	2,320.00	13.20
400	400	12.00	18	143.28	180.10	44,300.00	2,220.00	15.70
400	400	16.00	45	187.74	234.80	56,200.00	2,810.00	15.50
400	400	19.00	45	220.02	271.80	63,100.00	3,160.00	15.20
400	400	22.00	75	251.34	300.20	66,200.00	3,310.00	14.80
400	400	25.00	75	281.74	346.00	76,500.00	3,830.00	14.90
450	450	12.00	18	162.12	204.10	64,200.00	2,850.00	17.70
450	450	16.00	45	212.86	266.80	81,800.00	3,640.00	17.50
450	450	19.00	45	249.84	309.80	92,600.00	4,120.00	17.30
450	450	22.00	75	285.88	344.20	98,500.00	4,380.00	16.90
450	450	25.00	75	321.00	396.00	113,600.00	5,050.00	16.90
500	500	12.00	18	180.96	228.10	89,300.00	3,570.00	19.80
500	500	16.00	45	237.98	298.80	114,000.00	4,570.00	19.60
500	500	19.00	45	279.68	347.80	130,000.00	5,200.00	19.30
500	500	22.00	75	320.42	388.20	140,000.00	5,590.00	19.00
500	500	25.00	75	360.24	446.00	160,900.00	6,440.00	19.00
550	550	12.00	18	199.80	252.10	120,100.00	4,370.00	21.80
550	550	16.00	45	263.10	330.80	154,500.00	5,620.00	21.60
550	550	19.00	45	309.50	388.10	178,500.00	6,490.00	21.40
550	550	22.00	75	354.96	443.90	200,800.00	7,300.00	21.30
550	550	25.00	75	399.50	496.00	219,800.00	7,990.00	21.00
600	600	12.00	18	218.64	276.10	157,300.00	5,240.00	23.80
600	600	16.00	45	288.22	362.80	203,000.00	6,770.00	23.70
600	600	19.00	45	339.34	426.10	235,100.00	7,840.00	23.50
600	600	22.00	75	389.50	487.90	265,200.00	8,840.00	23.30
600	600	25.00	75	438.74	546.00	291,400.00	9,710.00	23.10
650	650	12.00	18	237.48	300.10	201,500.00	6,200.00	25.90
650	650	16.00	45	313.34	394.80	260,800.00	8,020.00	25.70
650	650	19.00	45	369.16	464.10	302,500.00	9,310.00	25.50
650	650	22.00	75	424.04	531.90	342,100.00	10,520.00	25.40
650	650	25.00	75	478.00	596.00	377,000.00	11,600.00	25.10
700	700	12.00	18	256.32	324.10	253,300.00	7,240.00	28.00
700	700	16.00	45	338.46	426.80	328,500.00	9,380.00	27.70
700	700	19.00	45	399.00	502.10	381,800.00	10,910.00	27.60
700	700	22.00	75	458.58	575.90	432,500.00	12,360.00	27.40
700	700	25.00	75	517.24	646.00	477,900.00	13,650.00	27.20



CHEMICAL COMPOSITION

GRADE	C (%) Max	Mn (%)	Si (%)	P (%) Max	S (%) Max
SS 400	-	-	-	0.040	0.040
A 36	0.25	1.40	1.40	0.040	0.040
SM 490 A & B	0.20	1.60 Max	0.55Max	0.035	0.035
GR 50 A	0.23	1.60 Max	0.55Max	0.050	0.050

MECHANICAL PROPERTIES

GRADE	Y.S (Mpa)			T.S (Mpa)	E (%)
	t ≤ 16 mm	16 mm ≤ t ≤ 40 mm	t ≤ 40 mm		
SS 400	245	235	215	400 - 510	21
A 36	250	250	250	400 - 550	20
SM 490 A & B	325	315	295	490 - 610	17
GR 50 A	355	345	340	490 - 640	18

NOTE :

- Standard length 6 m and 12 m
- Thickness Max. 25 mm
- Other specification/standard size on request can also be supplied
- Size 100 x 100 S/d 1000 x 1000 mm

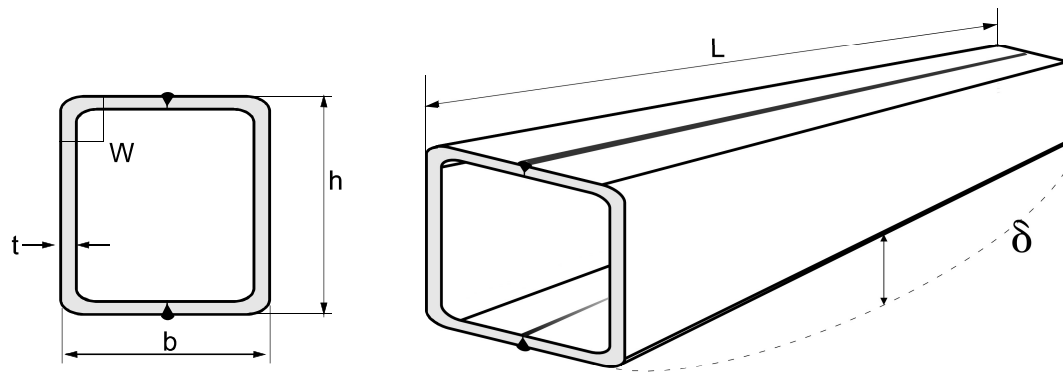
continue.....>>

HEAD OFFICE & FACTORY

Jl. Imam Bonjol 4, Warung Bongkok,
Sukadanau, Cikarang Barat,
Bekasi 17520, West Java, INDONESIA
Forming Department
Phone DDD : (62-21) 898 38 291 - 296
Phone Flexy : (021) 7085 3154 - 158
Fax. : (62-21) 898 38 298
e-mail : pj101@grdsteel.com
pj102@grdsteel.com



SHAPED AND TOLERANCE

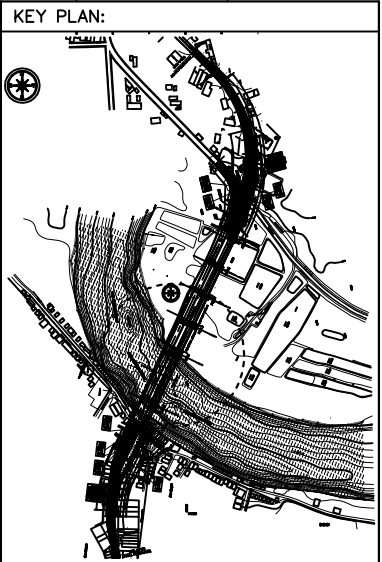


DESCRIPTION	TOLERANCE
Length (L)	- 0 + 50 mm
Cross-Section (B)	JIS G 3466
Delection (δ)	1/1000 length max
Squareness (W)	± 20
Twisting	± 4 mm
Thickness	JIS G 3193

Standard :

- Specification standard JIS & ASTM
- Material Standard SS 400, A36 & GR 50 A, B, C
- Bigger dimension will be produced, if there confirm before
- Semi Welding joint, partial penetration (AWS - D1.1 - 96)

NO.	KODE GAMBAR	NOMOR GAMBAR	JUDUL GAMBAR
1	SBYT	01	Site plan jembatan eksisting dan rencana
2	SBYT	02	Tampak samping jembatan eksisting dan rencana
3	SBYT	03	Potongan memanjang jembatan rencana
4	SBYT	04	Potongan bawah jembatan rencana
5	SBYT	05	Potongan atas jembatan rencana
6	SBYT	06	Potongan melintang jembatan (1)
7	SBYT	07	Potongan melintang jembatan (2)
8	SBYT	08	Detail penulangan tiang sandaran
9	SBYT	09	Detail penulangan pelat lantai kendaraan
10	SBYT	10	Detail perencanaan sambungan baut
11	SBYT	11	Sambungan baut (Detail A)
12	SBYT	12	Sambungan baut (Detail 1)
13	SBYT	13	Sambungan baut (Detail 2-1)
14	SBYT	14	Sambungan baut (Detail 2-2)
15	SBYT	15	Sambungan baut (Detail 3)
16	SBYT	16	Sambungan baut (Detail 4)
17	SBYT	17	Sambungan baut (Detail 5)
18	SBYT	18	Sambungan baut (Detail 6)
19	SBYT	19	Desain perletakan sendi
20	SBYT	20	Desain perletakan rol
21	SBYT	21	Detail tiang pancang P-1
22	SBYT	22	Detail penulangan pilar P-1
23	SBYT	23	Detail penulangan pile cap P-1
24	SBYT	24	Detail tiang pancang A-1
25	SBYT	25	Detail penulangan dinding abutment A-1
26	SBYT	26	Detail penulangan pile cap A-1



KETERANGAN:

Nama Jembatan = Jembatan Sembayat Lama
 Lokasi = Kabupaten Gresik
 Bentuk dan Material = Struktur busur rangka baja
 Panjang bentang = 180 meter
 Lebar jalan = 12 meter (2 jalur)
 Lebar Bahu = 1,5 meter
 Tingkat Kekuatan = Primer
 Zona gempa = Sekunder

Mutu Baja: Tulangan:
 Baja 5 Tulangan < D13 mm, $f_y = 240$ MPa
 Baja 5 Tulangan < D13 mm, $f_y = 360$ MPa
 $f_u = 550$ MPa
 Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain
 Mutu Beton:
 $f_c' = 35$ MPa (Struktur Primer)

Mutu Baja Tulangan:
 Baja tulangan $< D13$ mm, $f_y = 240$ MPa
 Baja tulangan $> D13$ mm, $f_y = 360$ MPa
 Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain

Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain

REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.

NAMA PROYEK:

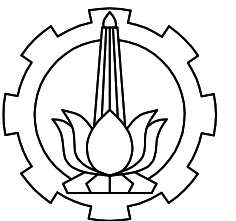
PROYEK AKHIR
(RC6599)

SHOP DRAWING

JUDUL PROYEK AKHIR:

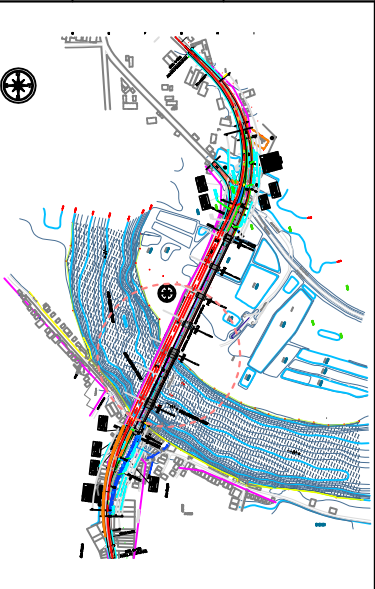
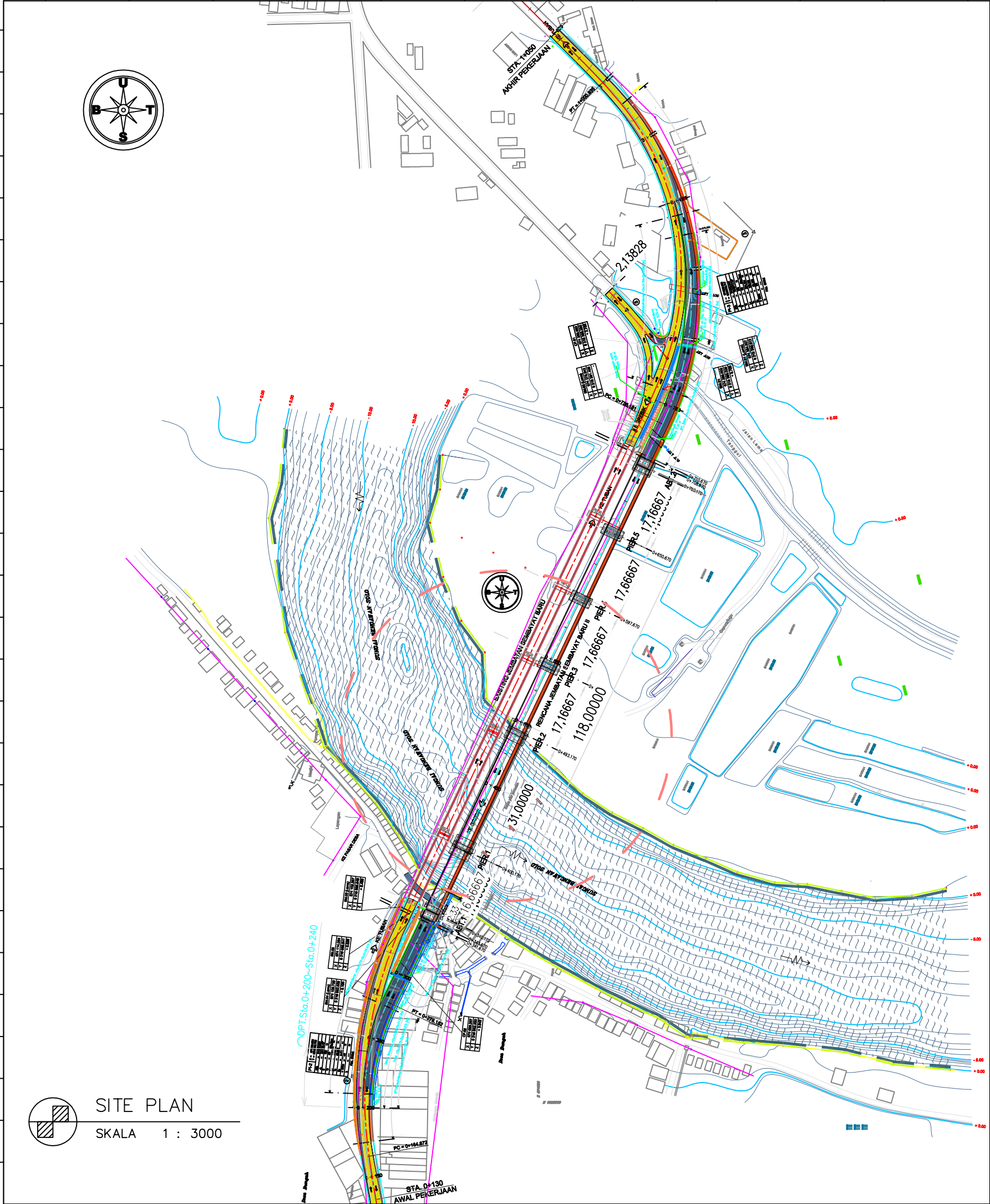
**MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN
SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK
PADA STA 0+350 – STA 0+530
DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR
RANGKA BAJA DAN METODE
PELAKSANAANYA**

INSTITUSI:



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

	NAMA	PARAF	TGL
DIGAMBAR	Ekky Hardiyanto NRP. 3113 041 071		
DOSAN PENGABDIAN	Ir. Chomaedhi, CES. GEO NIP. 195503191984031001		
	R. Buyung, A.A, ST. MT. NIP. 197402032002121002		
NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.	
00	SBYT	26	



KETERANGAN:

Nama Jembatan = Jembatan Sembayat Lama
Lokasi = Kabupaten Gresik
Bentang utama = Struktur busur rangka baja
Panjang bentang = 180 meter
Lebar jalan = 12 meter (2 jalur)
Lebar trotoar = 1,5 meter
Tinggi Fokus = 35 meter
Zona Gempa = 3

Mutu Baja:
BJ 55
fy = 410 MPa
fu = 550 MPa

Mutu Beton:
fc' = 35 MPa (Struktur Primer)

Mutu Baja Tulangan:
Baja tulangan < D13 mm, fy = 240 MPa
Baja tulangan > D13 mm, fy = 360 MPa

Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain

REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.

NAMA PROYEK:

PROYEK AKHIR
(RC6599)
SHOP DRAWING

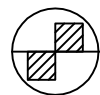
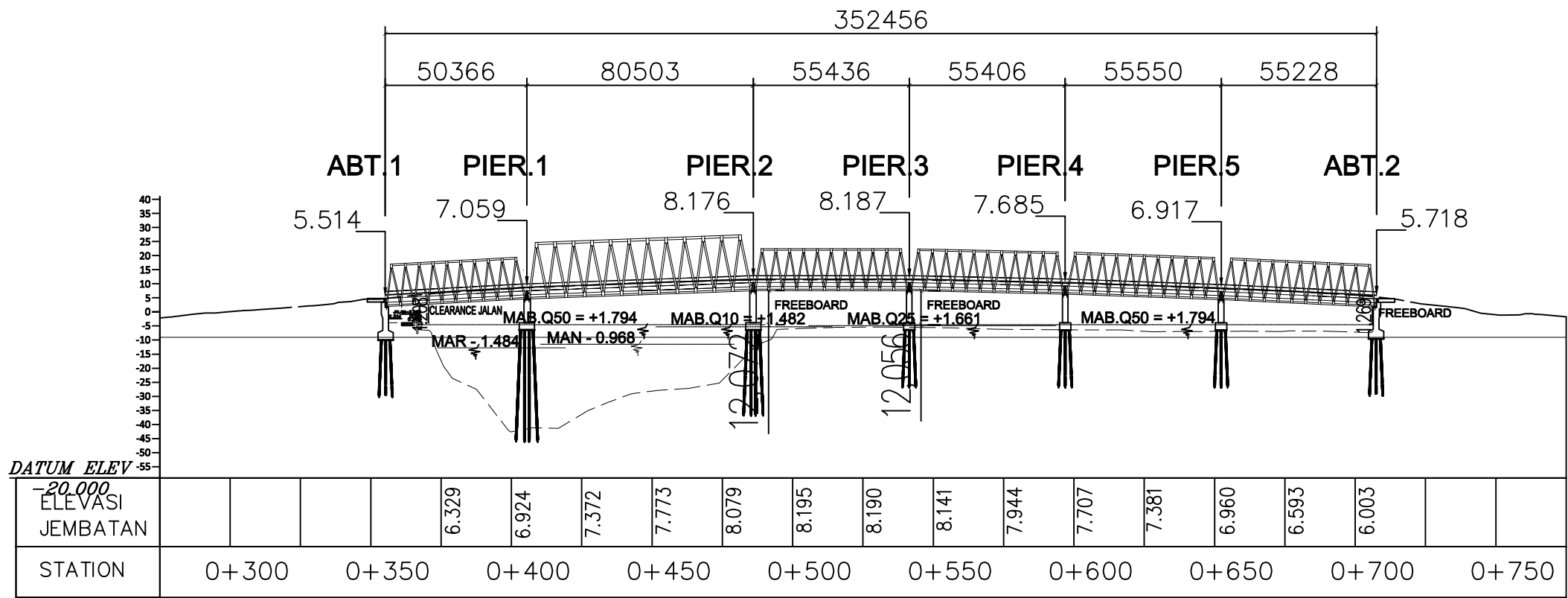
JUDUL PROYEK AKHIR:

MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN
SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK
PADA STA 0+350 – STA 0+530
DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR
RANGKA BAJA DAN METODE
PELAKSANAANYA

INSTITUSI:



	NAMA	PARAF	TGL
DIGAMBAR	Ekky Hardiyanto NRP. 3113 041 071		
DOKEN PEMBIMBING	Ir. Chomaedhi, CES. GEO NIP. 195503191984031001 R. Buyung, A.A, ST. MT. NIP. 197402032002121002		
NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.	
01	SBYT	26	

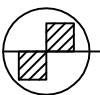
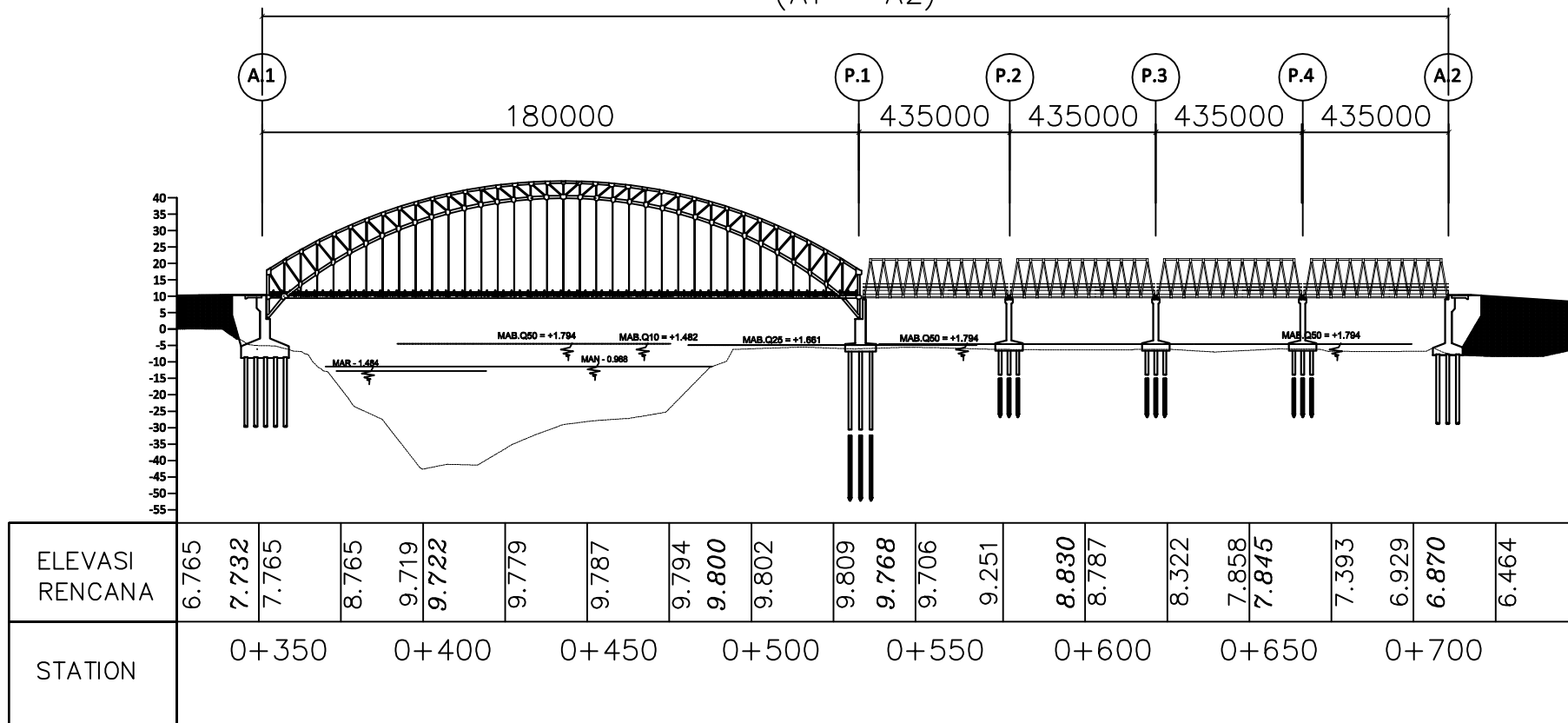


TAMPAK SAMPING JEMBATAN EKSISTING

SKALA 1 : 2000

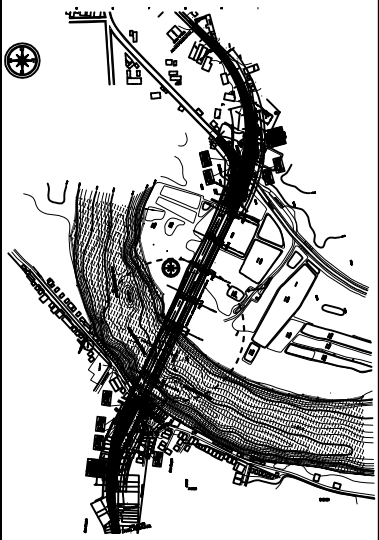
PANJANG JEMBATAN =354000

(A1 - A2)



TAMPAK SAMPING JEMBATAN RENCANA

SKALA 1 : 2000



KETERANGAN:

Nama Jembatan = Jembatan Sembayat Lama
Lokasi = Kabupaten Gresik
Bentang utama = Stuktur busur rangka baja
Panjang bentang = 180 meter
Lebar jalan = 12 meter (2 jalur)
Lebar trotoar = 1,5 meter
Tinggi Fokus = 35 meter
Zona Gempa = 3

Mutu Baja:
Bj 55
fy = 410 MPa
fu = 550 MPa

Mutu Beton:
fc' = 35 MPa (Struktur Primer)

Mutu Baja Tulangan:
Baja tulangan < D13 mm, fy = 240 MPa
Baja tulangan > D13 mm, fy = 360 MPa

Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain

REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.
------	------------	-----	------

NAMA PROYEK:

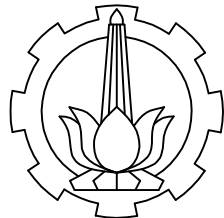
PROYEK AKHIR
(RC6599)

SHOP DRAWING

JUDUL PROYEK AKHIR:

MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN
SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK
PADA STA 0+350 - STA 0+530
DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR
RANGKA BAJA DAN METODE
PELAKSANAANYA

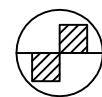
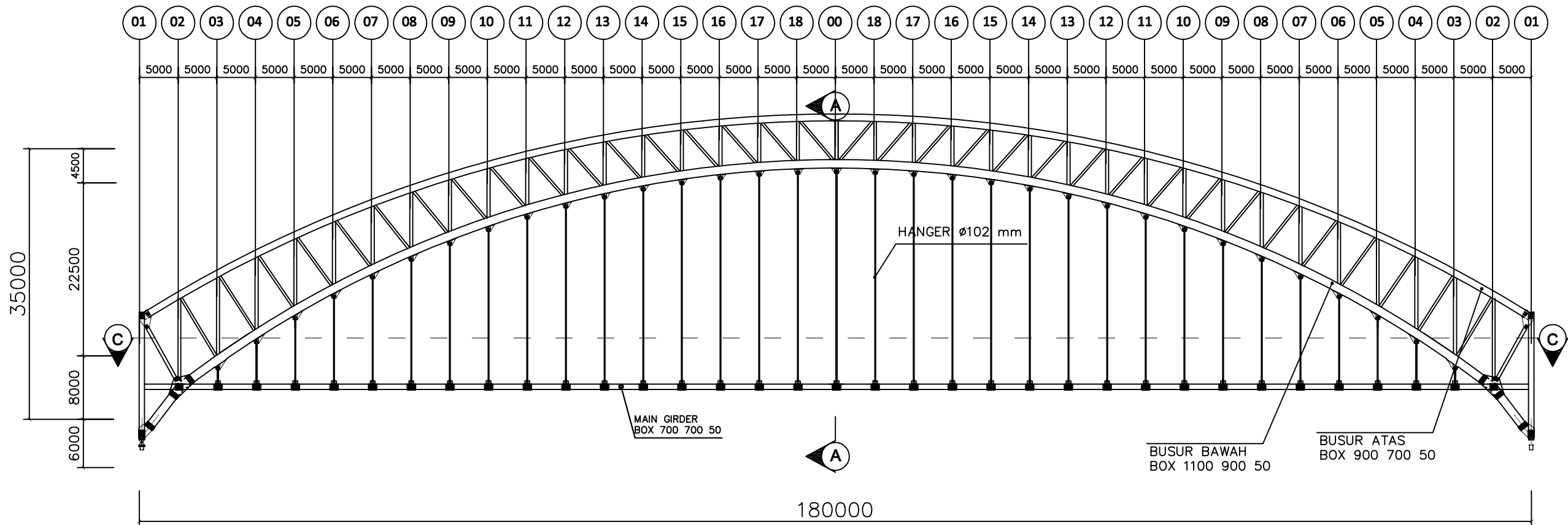
INSTITUSI:



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

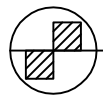
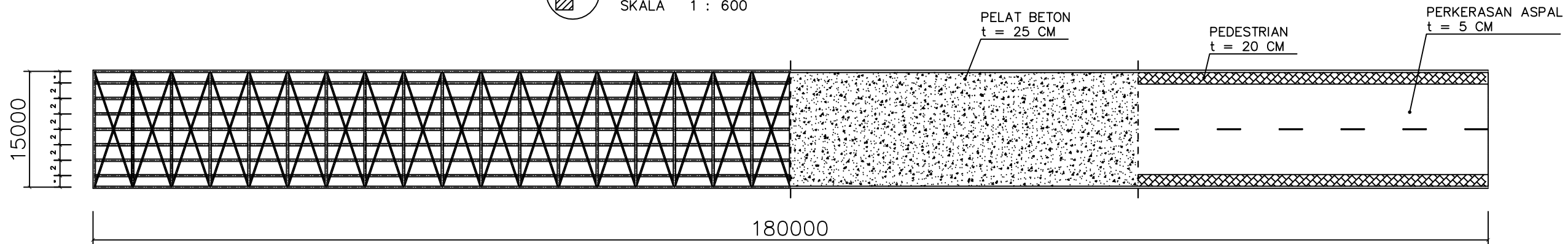
	NAMA	PARAF	TGL
DIGAMBAR	Ekky Hardiyanto NRP. 3113 041 071		
DISEN	Ir. Chomaedhi, CES. GEO NIP. 195503191984031001		
PENYERANG	R. Buyung, A.A. ST. MT. NIP. 197402032002121002		

NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.
02	SBYT	26



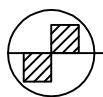
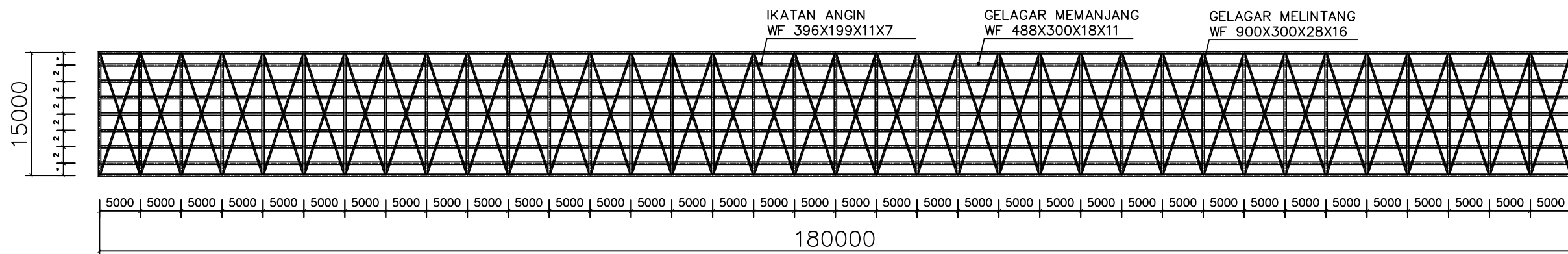
POTONGAN MEMANJANG JEMBATAN RENCANA

SKALA 1 : 600



DENAH LANTAI KENDARAAN

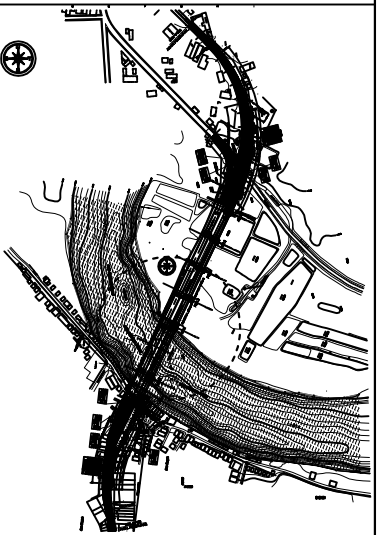
SKALA 1 : 600



POTONGAN C-C

SKALA 1 : 600

KEY PLAN:



KETERANGAN:

Nama Jembatan = Jembatan Sembayat Lama
Lokasi = Kabupaten Gresik
Bentang utama = Struktur busur rangka baja
Panjang bentang = 180 meter
Lebar jalan = 12 meter (2 jalur)
Lebar trotoar = 1,5 meter
Tinggi Fokus = 35 meter
Zona Gempa = 3

Mutu Baja:
BJ 55
fy = 410 MPa
fu = 550 MPa

Mutu Beton:
fc' = 35 MPa (Struktur Primer)

Mutu Baja Tulangan:
Baja tulangan < D13 mm, fy = 240 MPa
Baja tulangan > D13 mm, fy = 360 MPa

Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain

REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.

NAMA PROYEK:

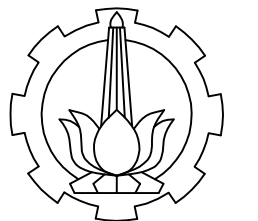
PROYEK AKHIR
(RC6599)

SHOP DRAWING

JUDUL PROYEK AKHIR:

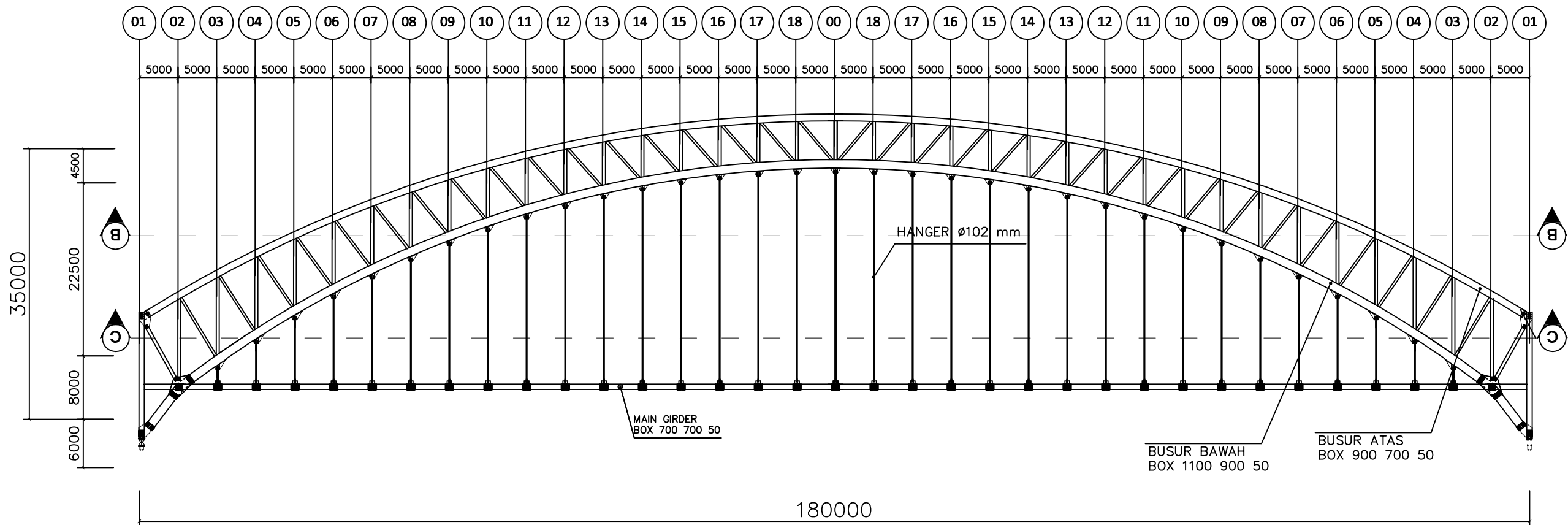
MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN
SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK
PADA STA 0+350 – STA 0+530
DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR
RANGKA BAJA DAN METODE
PELAKSANAANYA

INSTITUSI:



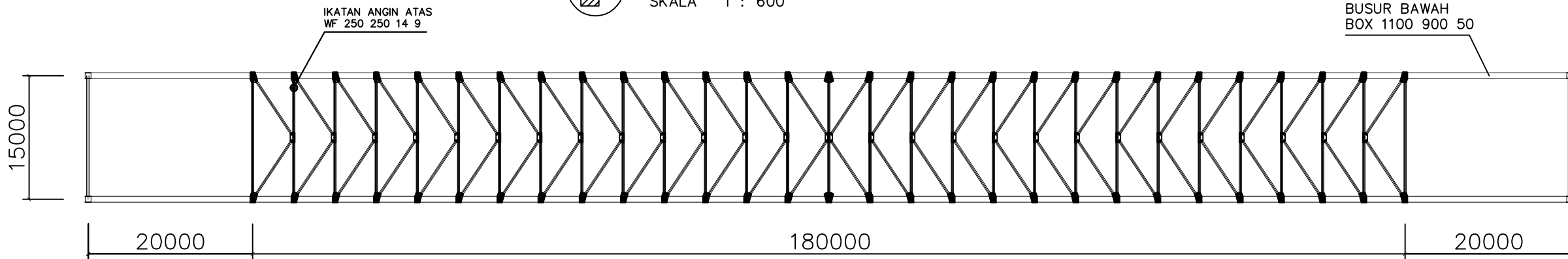
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.
03	SBYT	26



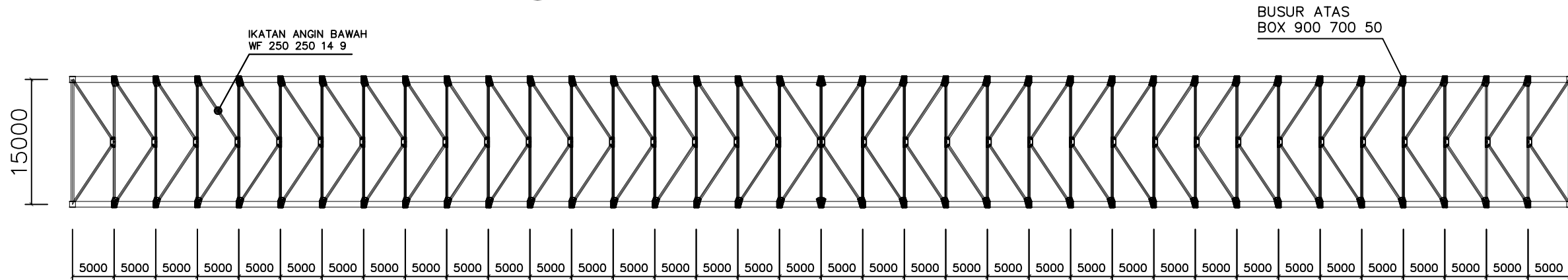
TAMPAK SAMPING JEMBATAN RENCANA

SKALA 1 : 600



POTONGAN B-B (IKATAN ANGIN BUSUR BAWAH)

SKALA 1 : 600



POTONGAN B-B (IKATAN ANGIN BUSUR BAWAH)

SKALA 1 : 600

KEY PLAN:

KETERANGAN:

Nama Jembatan = Jembatan Sembayat Lama
Lokasi = Kabupaten Gresik
Bentang utama = Stuktur busur rangka baja
Panjang bentang = 180 meter
Lebar jalan = 12 meter (2 jalur)
Lebar trotoar = 1,5 meter
Tinggi Fokus = 35 meter
Zona Gempa = 3

Mutu Baja:
BJ 55
fy = 410 MPa
fu = 550 MPa

Mutu Beton:
fc' = 35 MPa (Struktur Primer)

Mutu Baja Tulangan:
Baja tulangan < D13 mm, fy = 240 MPa
Baja tulangan > D13 mm, fy = 360 MPa

Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain

REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.
------	------------	-----	------

NAMA PROYEK:

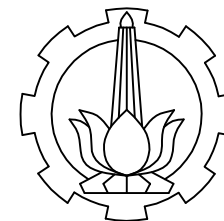
PROYEK AKHIR
(RC6599)

SHOP DRAWING

JUDUL PROYEK AKHIR:

MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN
SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK
PADA STA 0+350 – STA 0+530
DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR
RANGKA BAJA DAN METODE
PELAKSANAANYA

INSTITUSI:



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

	NAMA	PARAF	TGL
DIGAMBAR	Ekky Hardiyanto NRP. 3113 041 071		

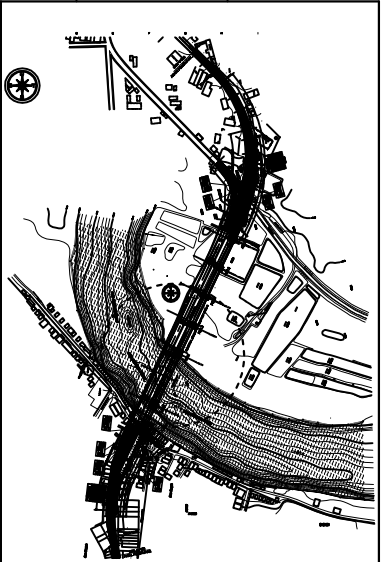
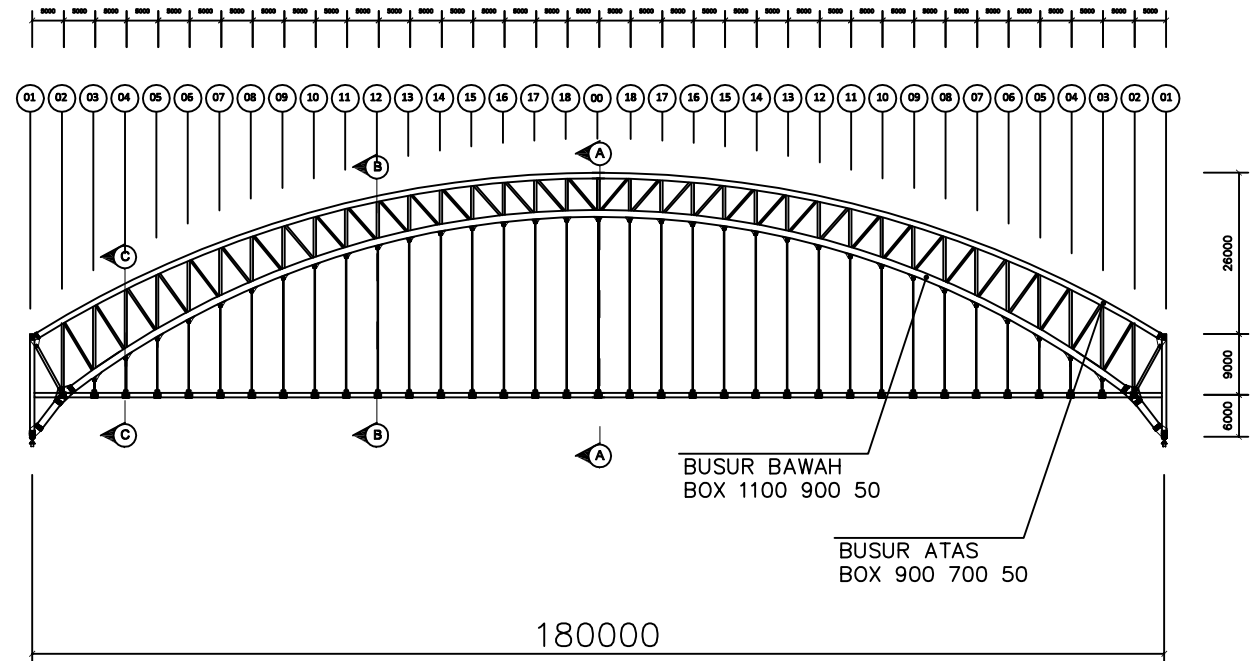
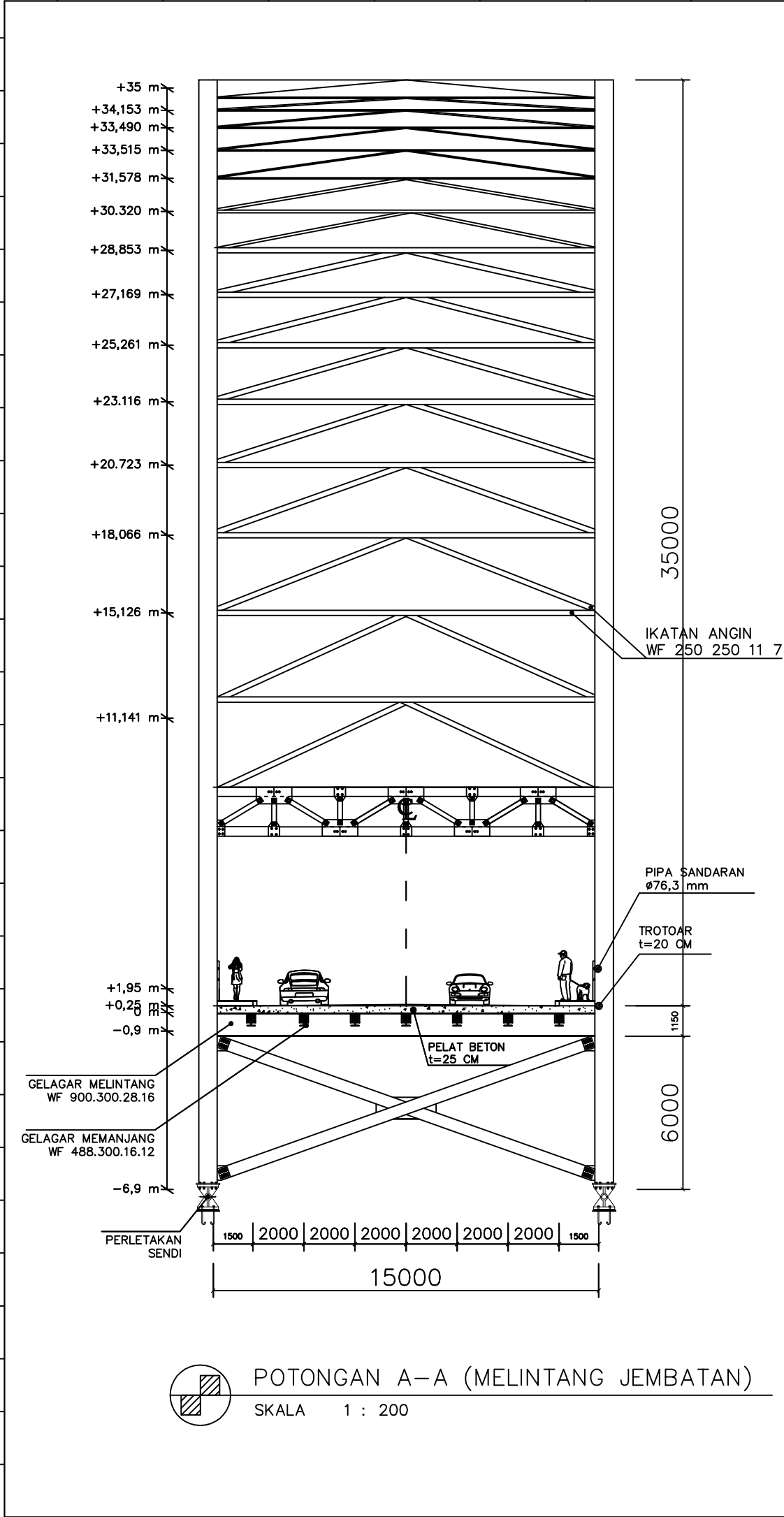
DISEN	Ir. Chomaedhi, CES. GEO NIP. 195503191984031001		
PENYERANG	R. Buyung, A.A. ST. MT. NIP. 197402032002121002		

NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.
----------	------------	-----------

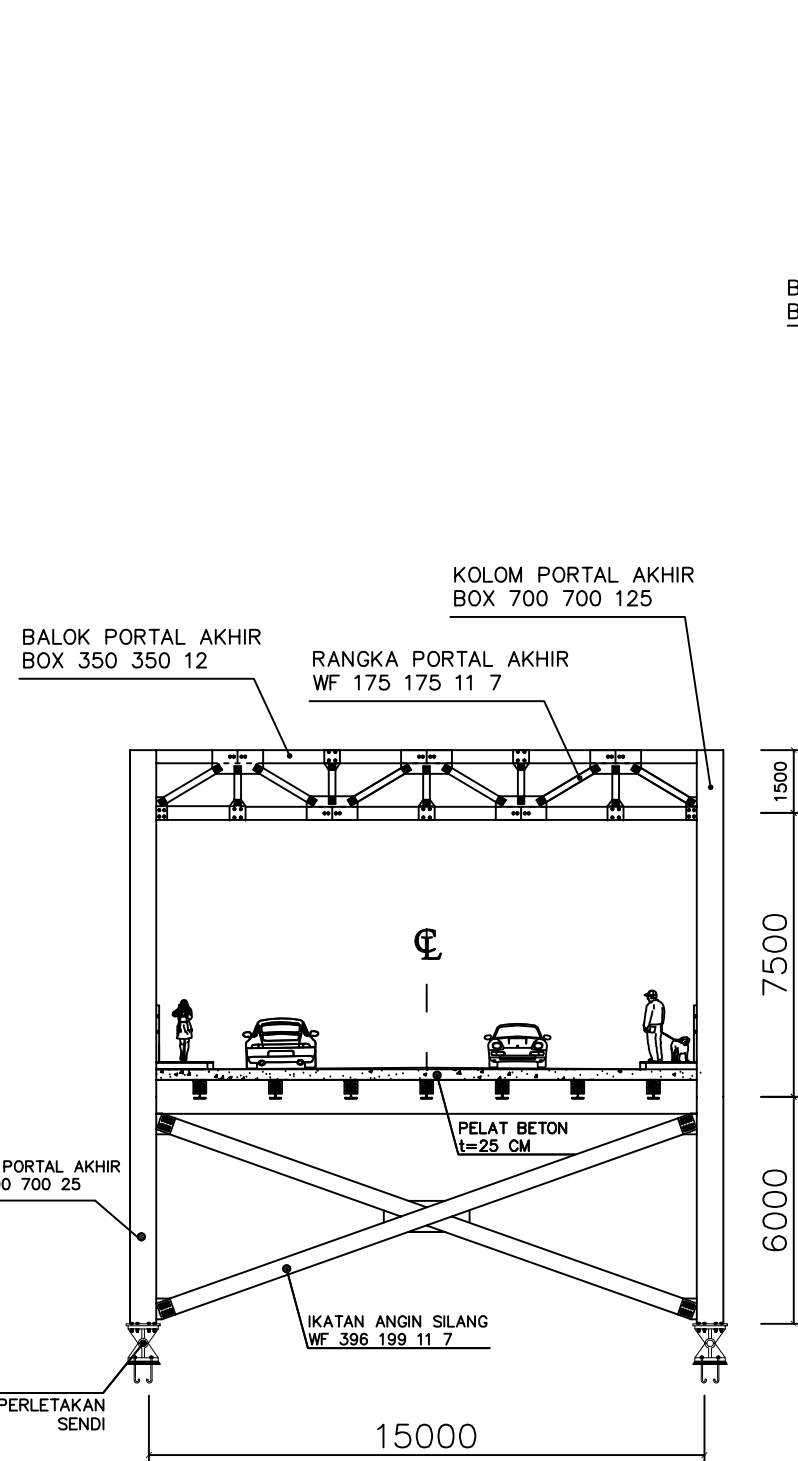
04

SBYT

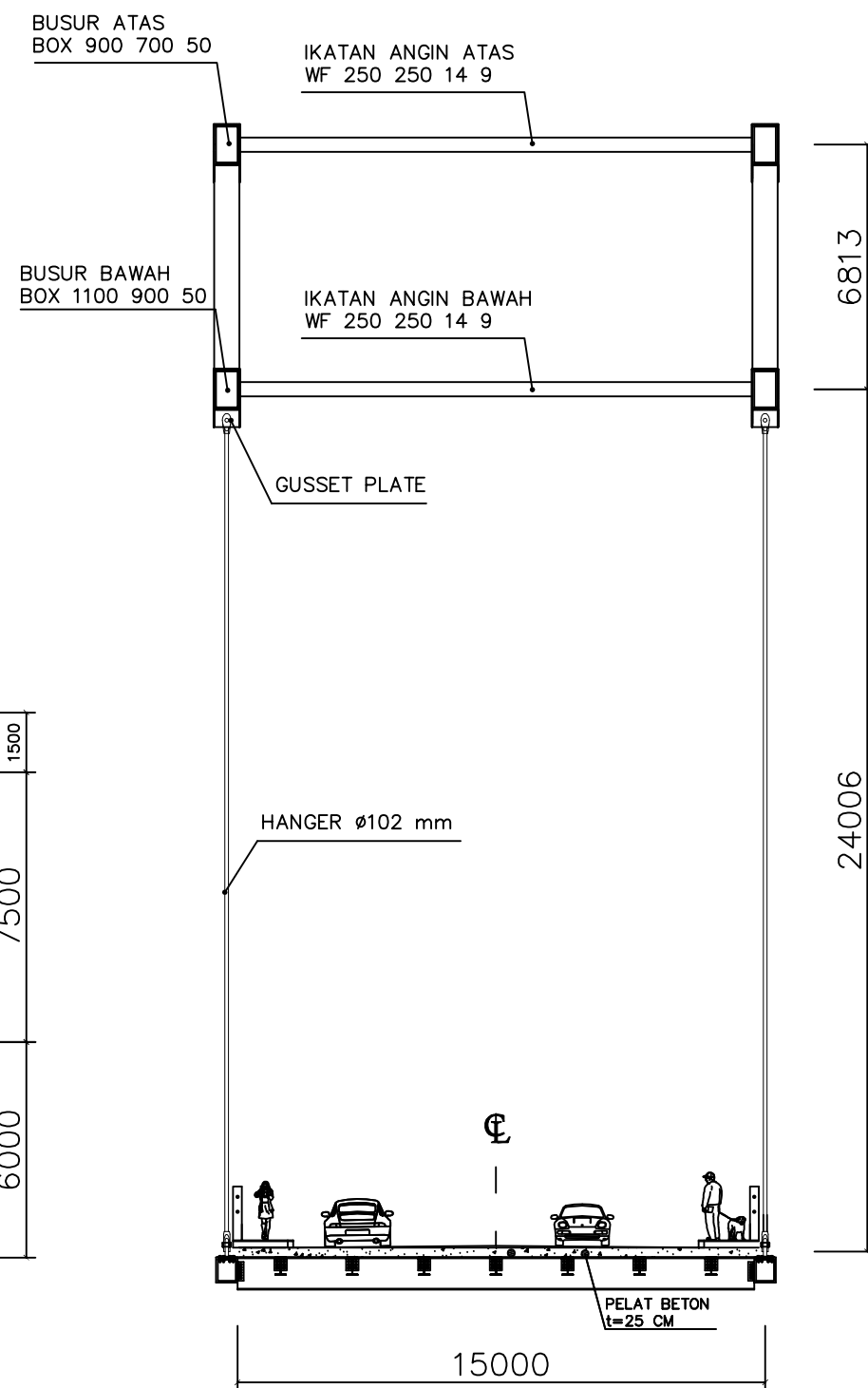
26



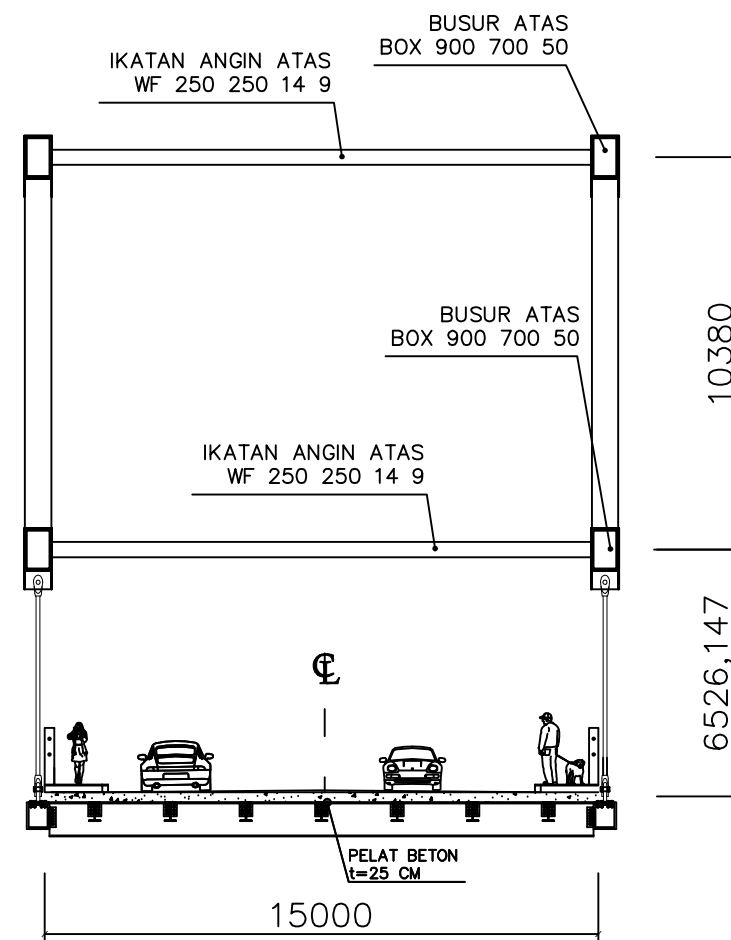
KETERANGAN:			
Nama Jembatan	= Jembatan Sembayat Lama		
Lokasi	= Kabupaten Gresik		
Bentang utama	= Stuktur busur rangka baja		
Panjang bentang	= 180 meter		
Lebar jalan	= 12 meter (2 jalur)		
Lebar trotoar	= 1,5 meter		
Tinggi Fokus	= 35 meter		
Zona Gempa	= 3		
Mutu Baja:			
BJ 55			
f_y	= 410 MPa		
f_u	= 550 MPa		
Mutu Beton:			
f_c'	= 35 MPa (Struktur Primer)		
Mutu Baja Tulangan:			
Baja tulangan < D13 mm	f_y = 240 MPa		
Baja tulangan > D13 mm	f_y = 360 MPa		
Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain			
REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.
NAMA PROYEK:			
PROYEK AKHIR (RC6599)			
SHOP DRAWING			
JUDUL PROYEK AKHIR:			
MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK PADA STA 0+350 – STA 0+530 DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR RANGKA BAJA DAN METODE PELAKSANAANYA			
INSTITUSI:			
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL FAKULTAS VOKASI INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER			
	NAMA	PARAF	TGL
DIGAMBAR	Ekky Hardiyanto NRP. 3113 041 071		
	Ir. Chomaedhi, CES. GEO NIP. 195503191984031001		
DOSEN PEMBIMBING	R. Buyung, A.A. ST. MT. NIP. 197402032002121002		
NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.	
05	SBYT	26	



PORTAL AKHIR
SKALA 1 : 300



POTONGAN B-B
SKALA 1 : 300



POTONGAN C-C
SKALA 1 : 300

KEY PLAN:

KETERANGAN:

Nama Jembatan	= Jembatan Sembayat Lama
Lokasi	= Kabupaten Gresik
Bentang utama	= Stuktur busur rangka baja
Panjang bentang	= 180 meter
Lebar jalan	= 12 meter (2 jalur)
Lebar trotoar	= 1,5 meter
Tinggi Fokus	= 35 meter
Zona Gempa	= 3

Mutu Baja:
BJ 55
fy = 410 MPa
fu = 550 MPa

Mutu Beton:
 $f_c' = 35 \text{ MPa}$ (Struktur Primer)

Mutu Baja Tulangan:
 Baja tulangan $\leq D13$ mm, $f_y = 240$ MPa
 Baja tulangan $> D13$ mm, $f_y = 360$ MPa

Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain

REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.

NAMA PROYEK:	
--------------	--

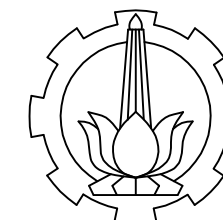
PROYEK AKHIR
(RC6599)

SHOP DRAWING

JUDUL PROYEK AKHIR:

MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN
SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK
PADA STA 0+350 – STA 0+530
DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR
RANGKA BAJA DAN METODE
PELAKSANAANYA

INSTITUSI:

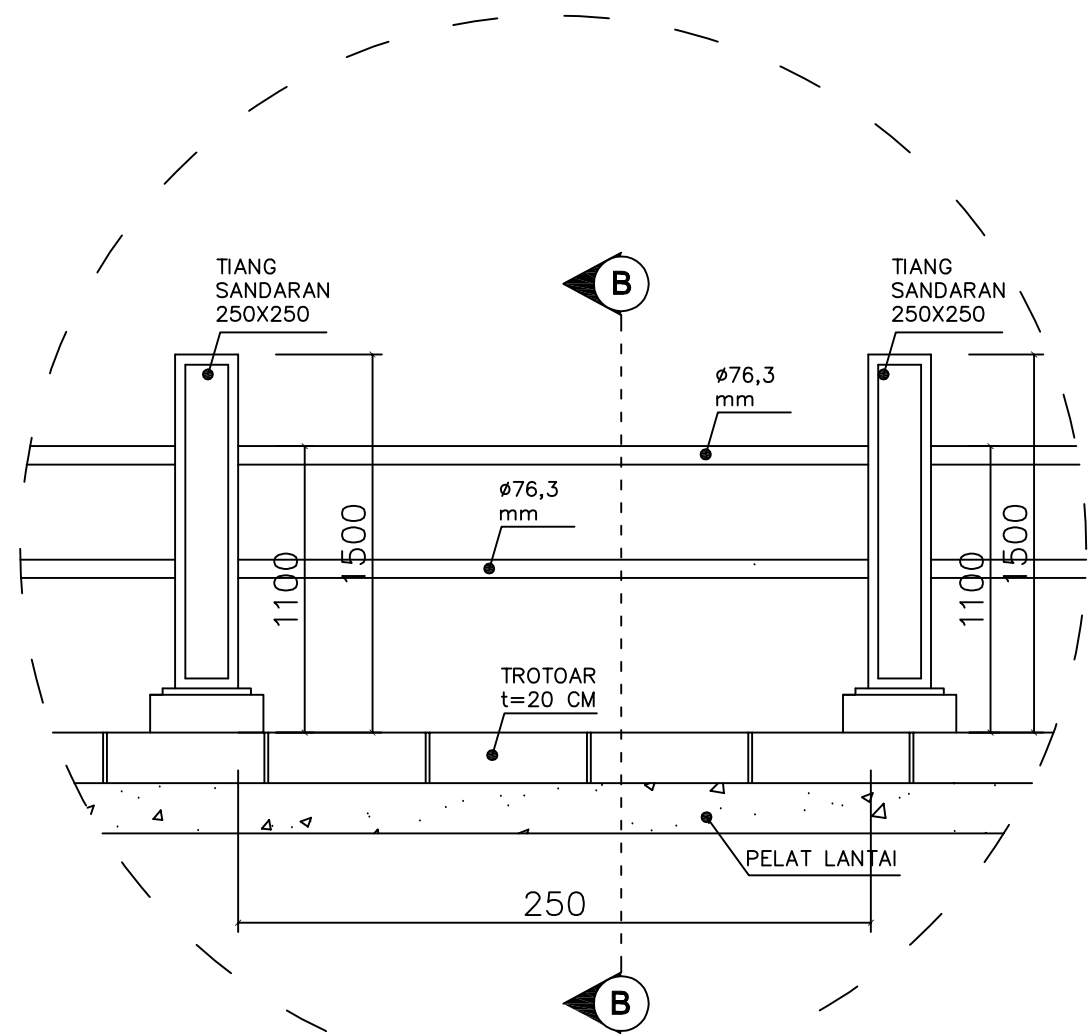


DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

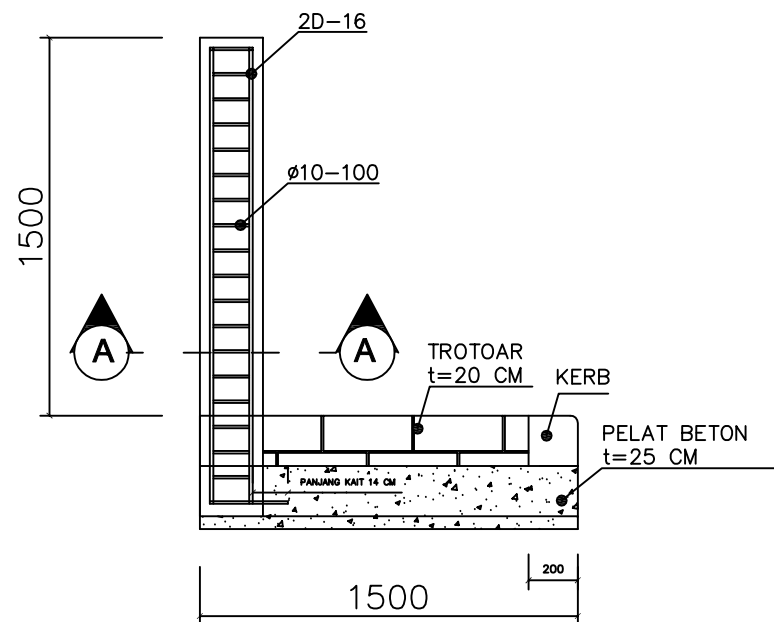
	NAMA	PARAF	TGL
DIGAMBAR	Ekky Hardiyanto NRP. 3113 041 071		
DOSEN PENGAMBIYAN	Ir. Chomaedhi, CES. GEO NIP. 195503191984031001 R. Buyung, A.A, ST. MT. NIP. 197402032002121002		
	NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.

NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.
----------	------------	-----------

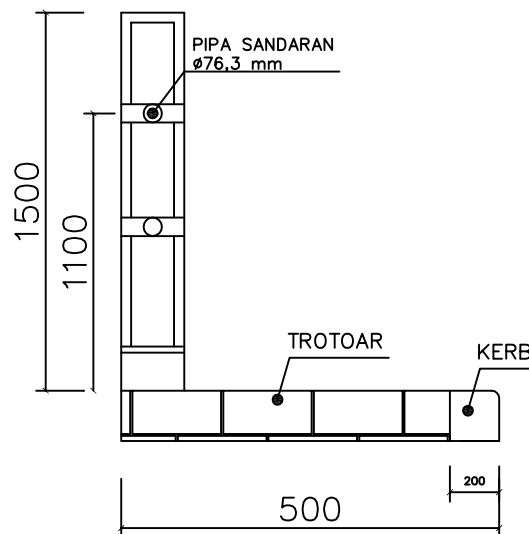
06	SBYT	26
----	------	----



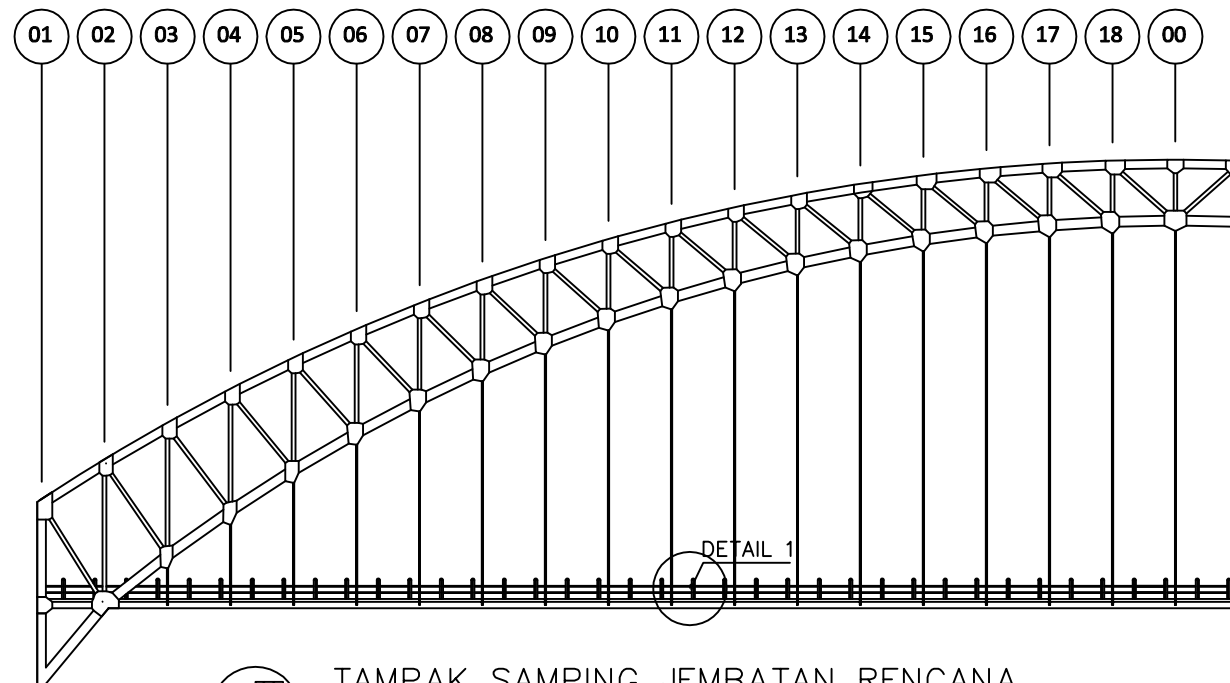
DETAIL 1
SKALA 1 : 30



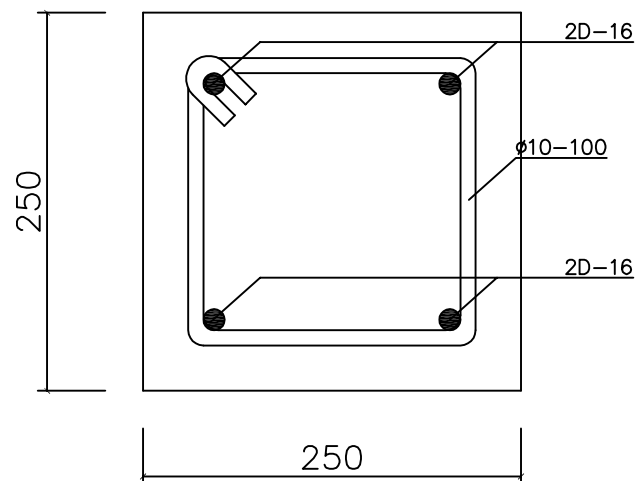
DETAIL PENULANGAN TIANG SANDARAN
SKALA 1 : 30



POTONGAN B-B
SKALA 1 : 30



TAMPAK SAMPING JEMBATAN RENCANA
SKALA 1 : 600



POTONGAN A-A
SKALA 1 : 5

KEY PLAN:

KETERANGAN:

Nama Jembatan = Jembatan Sembayat Lama
Lokasi = Kabupaten Gresik
Bentang utama = Stuktur busur rangka baja
Panjang bentang = 180 meter
Lebar jalan = 12 meter (2 jalur)
Lebar trotoar = 1,5 meter
Tinggi Fokus = 35 meter
Zona Gempa = 3

Mutu Baja:
BJ 55
fy = 410 MPa
fu = 550 MPa

Mutu Beton:
fc' = 35 MPa (Struktur Primer)

Mutu Baja Tulangan:
Baja tulangan < D13 mm, fy = 240 MPa
Baja tulangan > D13 mm, fy = 360 MPa

Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain

REV. KETERANGAN TGL CEK.

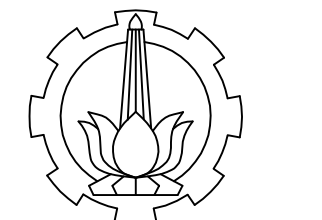
NAMA PROYEK:

PROYEK AKHIR
(RC6599)
SHOP DRAWING

JUDUL PROYEK AKHIR:

MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN
SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK
PADA STA 0+350 – STA 0+530
DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR
RANGKA BAJA DAN METODE
PELAKSANAANYA

INSTITUSI:



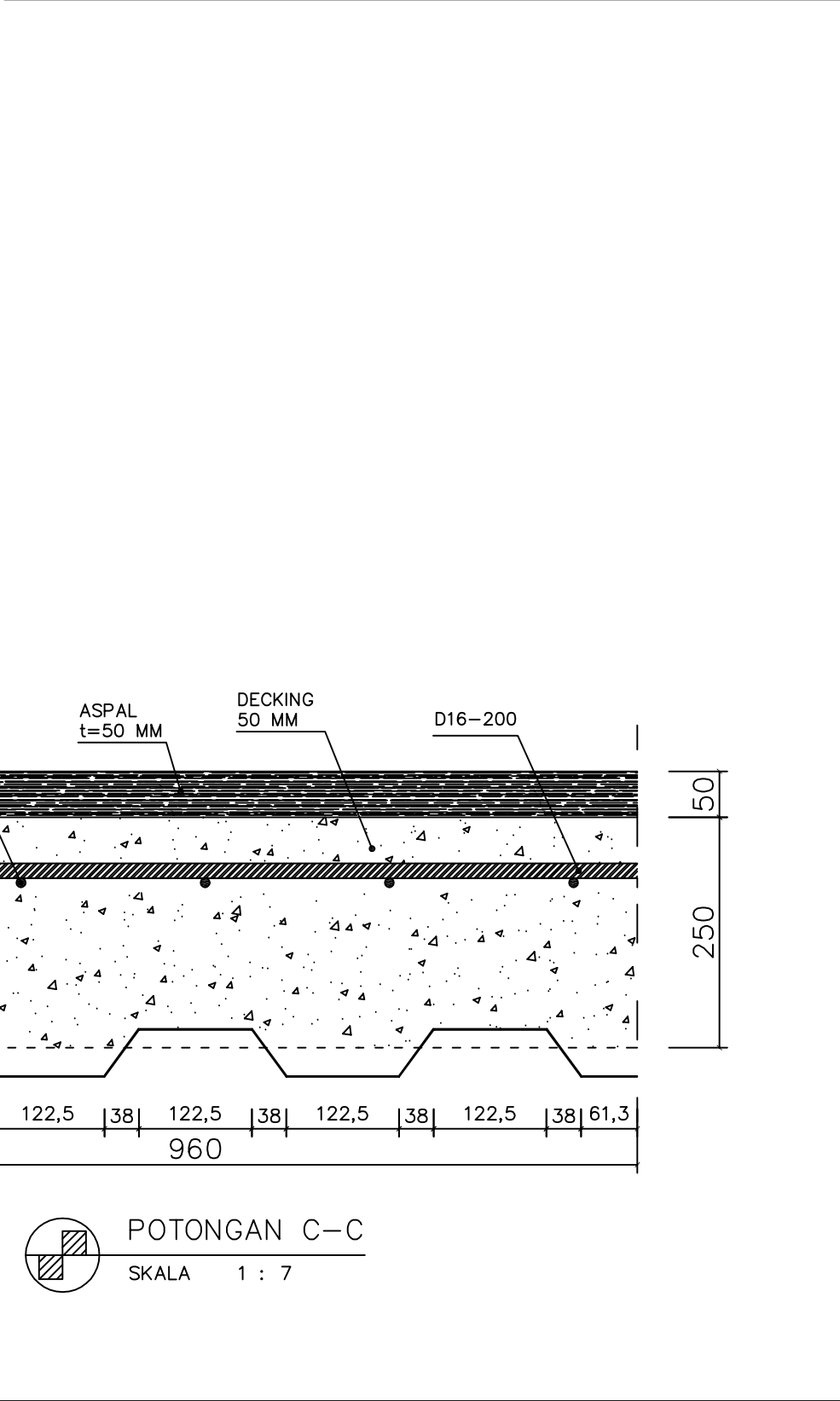
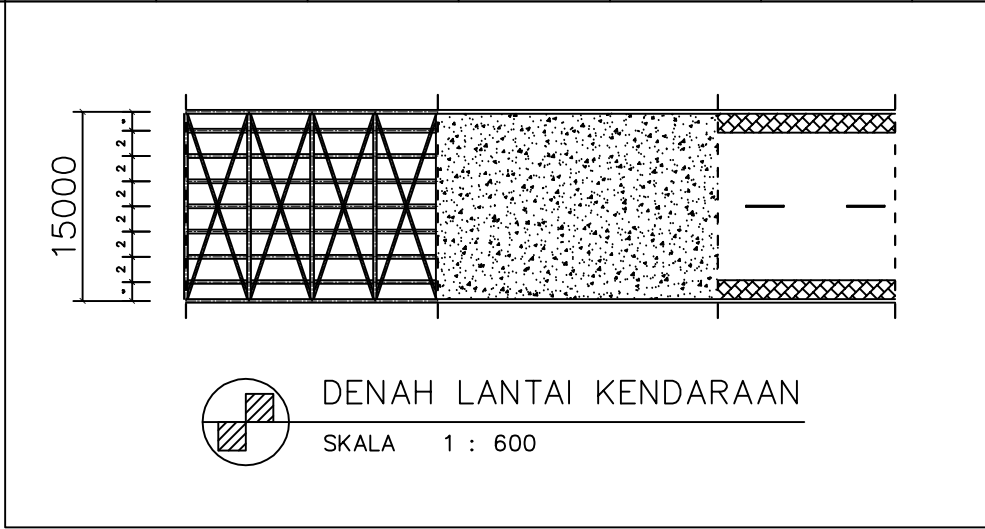
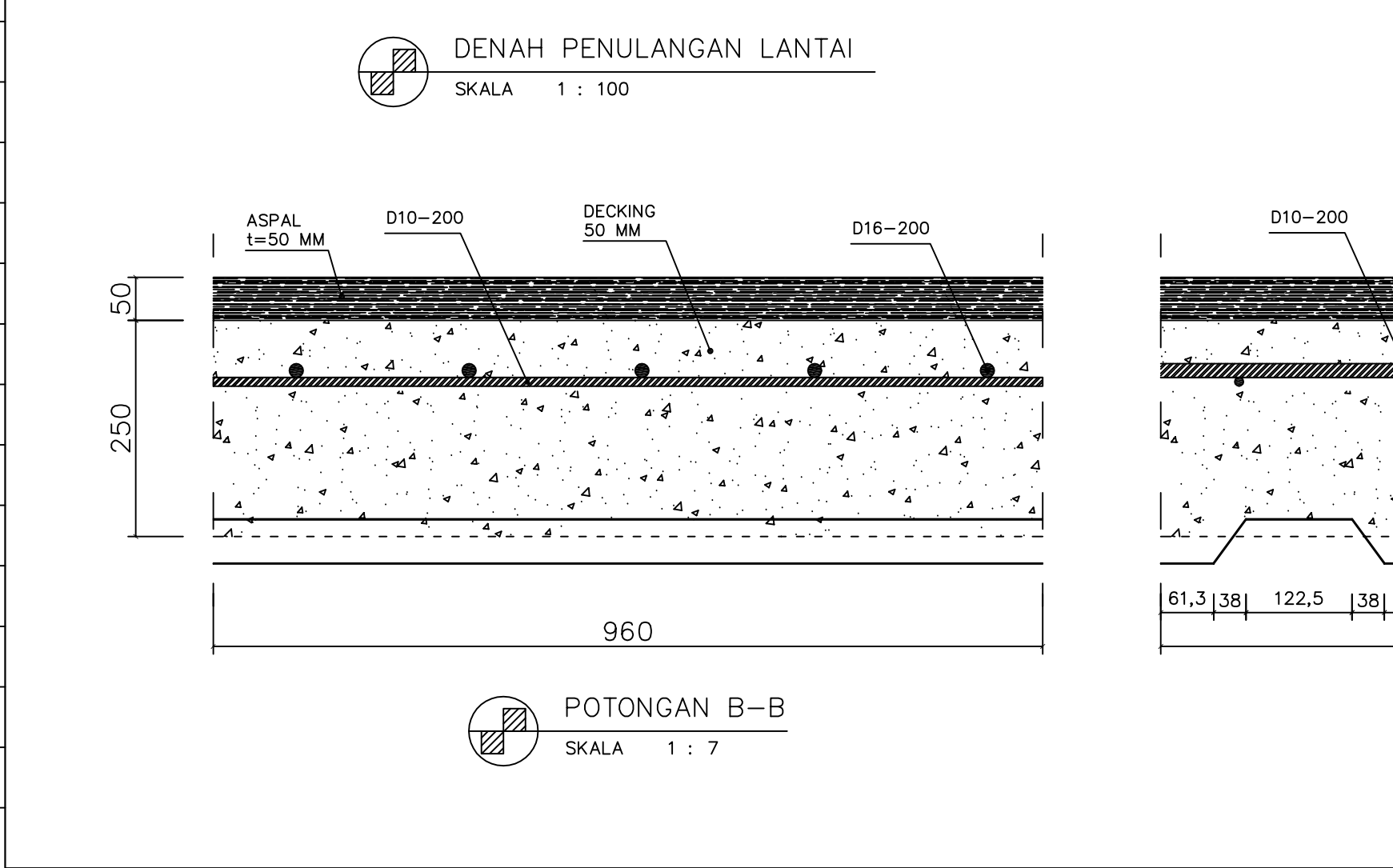
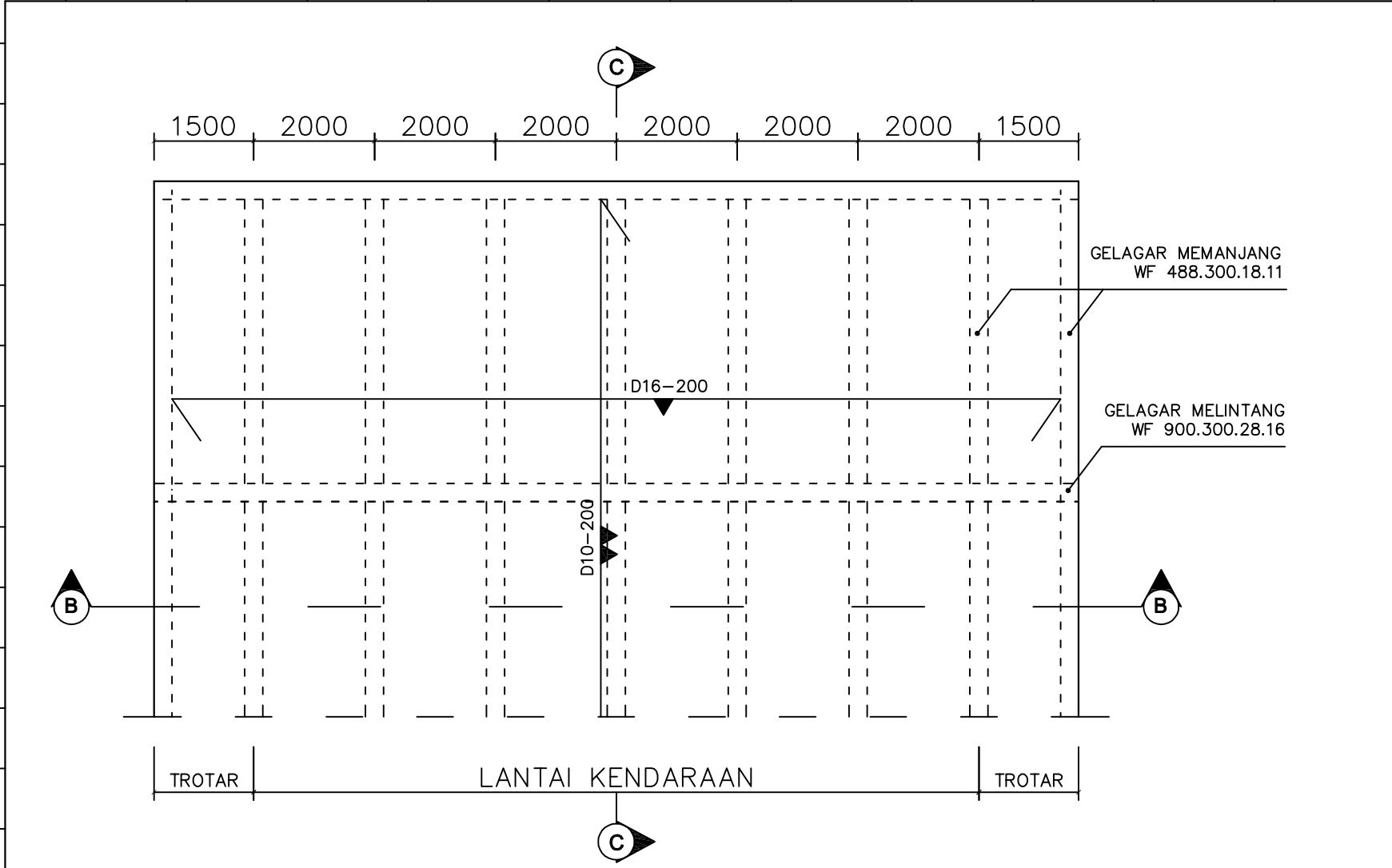
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

NAMA PARAF TGL
Dikambar Ekky Hardiyanto
NRP. 3113 041 071

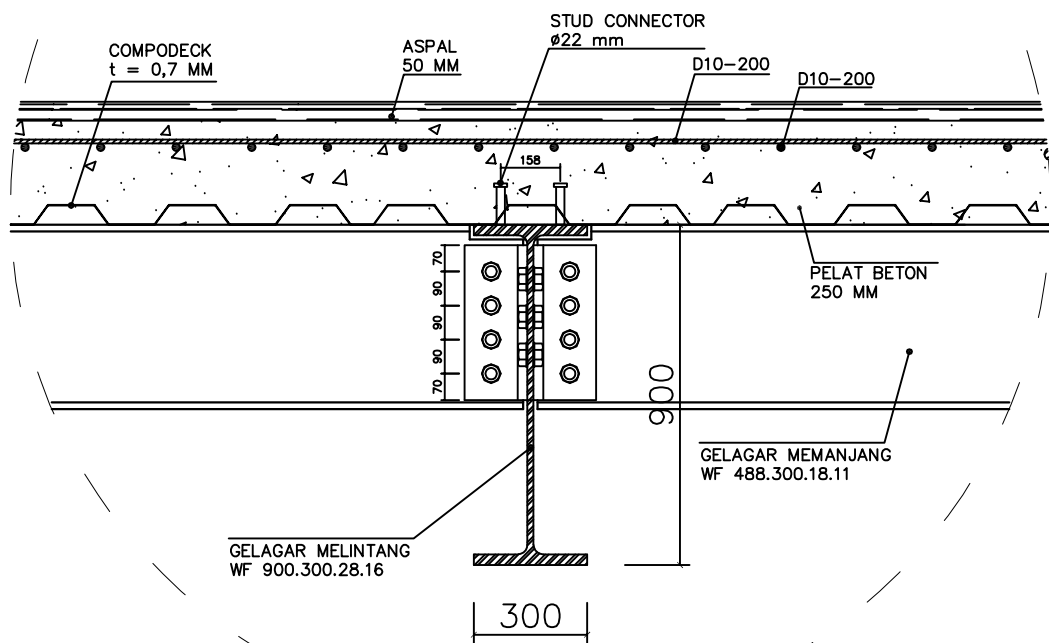
Dosen Pembimbing Ir. Chomaedhi, CES. GEO
NIP. 195503191984031001
R. Buyung, A.A. ST. MT.
NIP. 197402032002121002

NO. GBR. KODE. GBR. JML. GBR.

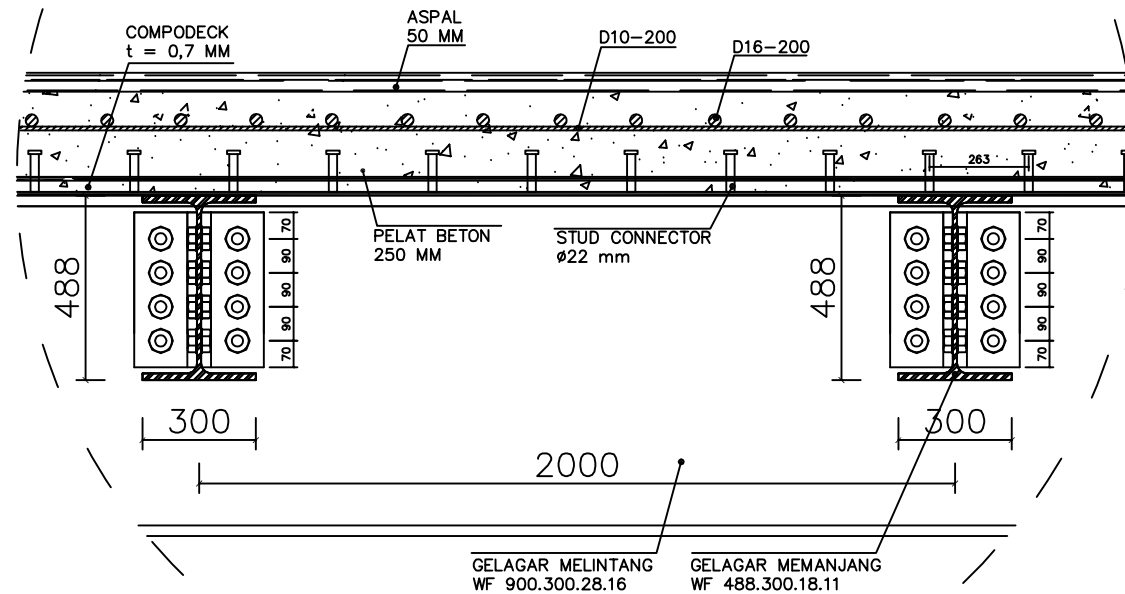
07 SBYT 26



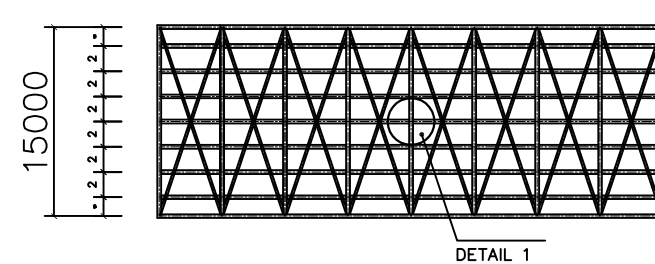
KEY PLAN:			
KETERANGAN:			
Nama Jembatan = Jembatan Sembayat Lama			
Lokasi = Kabupaten Gresik			
Bentang utama = Stuktur busur rangka baja			
Panjang bentang = 180 meter			
Lebar jalan = 12 meter (2 jalur)			
Lebar trotoar = 1,5 meter			
Tinggi Fokus = 35 meter			
Zona Gempa = 3			
Mutu Baja:			
BJ 55			
fy = 410 MPa			
fu = 550 MPa			
Mutu Beton:			
fc' = 35 MPa (Struktur Primer)			
Mutu Baja Tulangan:			
Baja tulangan < D13 mm, fy = 240 MPa			
Baja tulangan > D13 mm, fy = 360 MPa			
Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain			
REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.
NAMA PROYEK:			
PROYEK AKHIR			
(RC6599)			
SHOP DRAWING			
JUDUL PROYEK AKHIR:			
MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN			
SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK			
PADA STA 0+350 – STA 0+530			
DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR			
RANGKA BAJA DAN METODE			
PELAKSANAANYA			
INSTITUSI:			
			
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL			
FAKULTAS VOKASI			
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER			
	NAMA	PARAF	TGL
DIGAMBAR	Ekky Hardiyanto		
	NRP. 3113 041 071		
	Ir. Chomaedhi, CES. GEO		
	NIP. 195503191984031001		
DISEN	R. Buyung, A.A. ST. MT.		
PEMBINING	NIP. 197402032002121002		
NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.	
08	SBYT	26	



DETAIL 1 (SAMBUNGAN GELAGAR MELINTANG)
SKALA 1 : 20



SAMBUNGAN GELAGAR MEMANJANG
SKALA 1 : 20



DENAH LANTAI KENDARAAN
SKALA 1 : 600

KEY PLAN:

KETERANGAN:

Nama Jembatan = Jembatan Sembayat Lama
Lokasi = Kabupaten Gresik
Bentang utama = Struktur busur rangka baja
Panjang bentang = 180 meter
Lebar jalan = 12 meter (2 jalur)
Lebar trotoar = 1,5 meter
Tinggi Fokus = 35 meter
Zona Gempa = 3

Mutu Baja:
BJ 55
fy = 410 MPa
fu = 550 MPa

Mutu Beton:
fc' = 35 MPa (Struktur Primer)

Mutu Baja Tulangan:
Baja tulangan < D13 mm, fy = 240 MPa
Baja tulangan > D13 mm, fy = 360 MPa

Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain

REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.
------	------------	-----	------

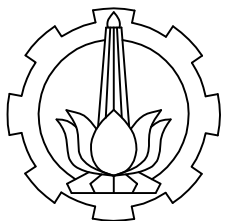
NAMA PROYEK:

PROYEK AKHIR
(RC6599)
SHOP DRAWING

JUDUL PROYEK AKHIR:

MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN
SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK
PADA STA 0+350 – STA 0+530
DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR
RANGKA BAJA DAN METODE
PELAKSANAANYA

INSTITUSI:

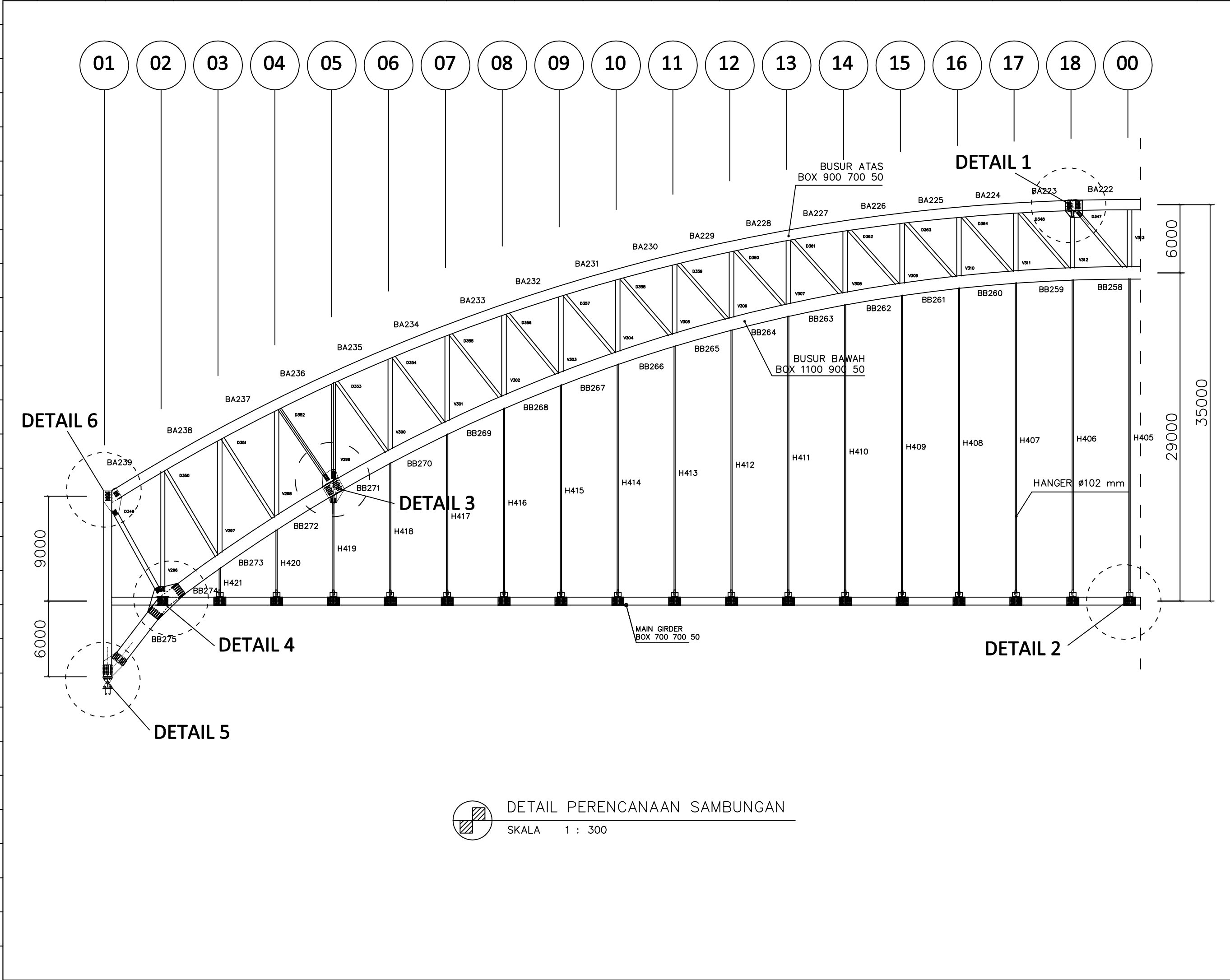


DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

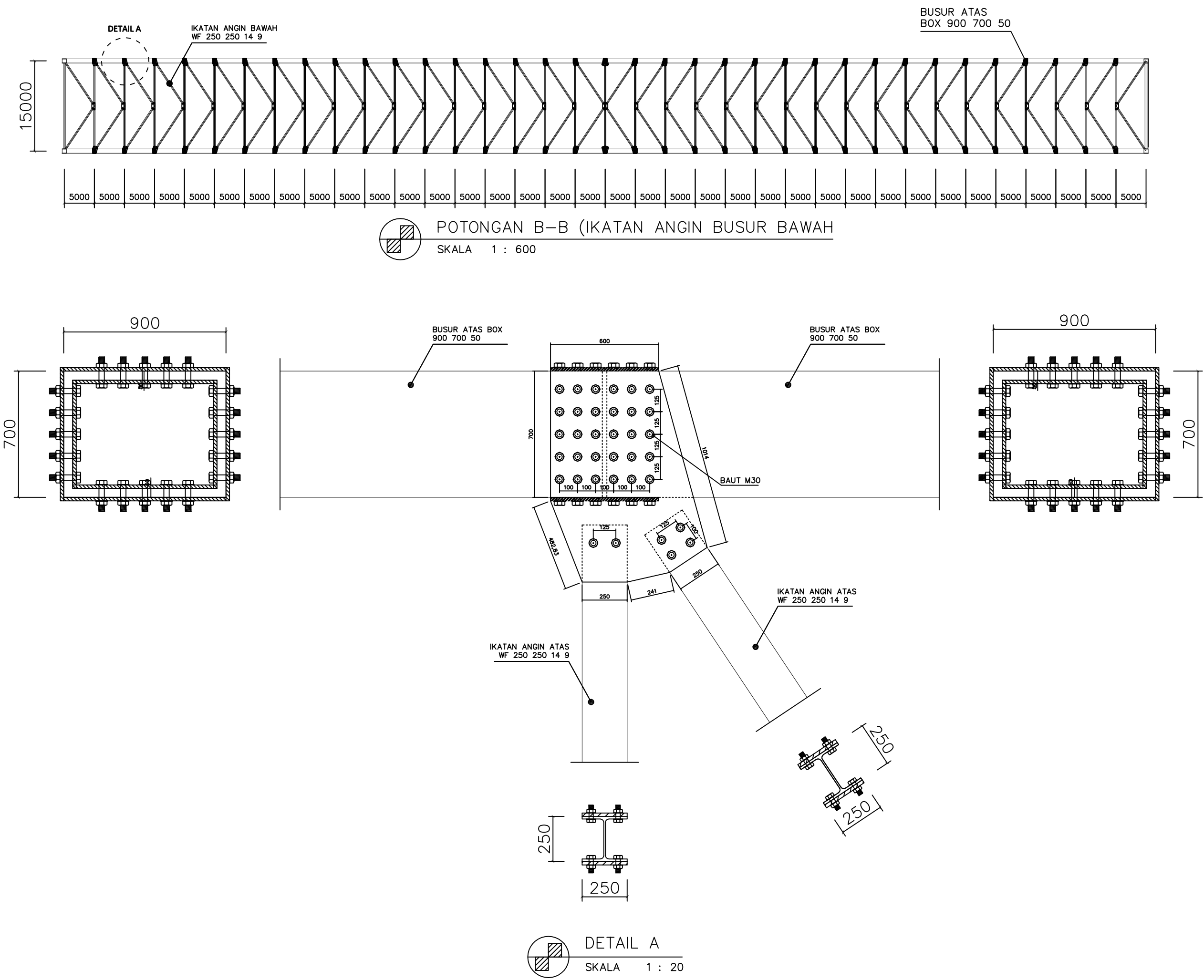
	NAMA	PARAF	TGL
DIGAMBAR	Ekky Hardiyanto NRP. 3113 041 071		
DISEN	Ir. Chomaedhi, CES. GEO NIP. 195503191984031001		
PEMBIMBING	R. Buyung, A.A. ST. MT. NIP. 197402032002121002		

NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.
----------	------------	-----------

09	SBYT	26
----	------	----



KEY PLAN:			
KETERANGAN:			
Nama Jembatan = Jembatan Sembayat Lama			
Lokasi = Kabupaten Gresik			
Bentang utama = Stuktur busur rangka baja			
Panjang bentang = 180 meter			
Lebar jalan = 12 meter (2 jalur)			
Lebar trotoar = 1,5 meter			
Tinggi Fokus = 35 meter			
Zona Gempa = 3			
Mutu Baja:			
BJ 55			
fy = 410 MPa			
fu = 550 MPa			
Mutu Beton:			
fc' = 35 MPa (Struktur Primer)			
Mutu Baja Tulangan:			
Baja tulangan < D13 mm, fy = 240 MPa			
Baja tulangan > D13 mm, fy = 360 MPa			
Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain			
REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.
NAMA PROYEK:			
PROYEK AKHIR			
(RC6599)			
SHOP DRAWING			
JUDUL PROYEK AKHIR:			
MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN			
SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK			
PADA STA 0+350 – STA 0+530			
DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR			
RANGKA BAJA DAN METODE			
PELAKSANAANYA			
INSTITUSI:			
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL			
FAKULTAS VOKASI			
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER			
	NAMA	PARAF	TGL
DIGAMBAR	Ekky Hardiyanto		
	NRP. 3113 041 071		
	Ir. Chomaedhi, CES. GEO		
	NIP. 195503191984031001		
DOSEN PEMBIMBING	R. Buyung, A.A. ST. MT.		
	NIP. 197402032002121002		
NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.	
10	SBYT	26	



KEY PLAN:

KETERANGAN:

Nama Jembatan = Jembatan Sembayat Lama
Lokasi = Kabupaten Gresik
Bentang utama = Stuktur busur rangka baja
Panjang bentang = 180 meter
Lebar jalan = 12 meter (2 jalur)
Lebar trotoar = 1,5 meter
Tinggi Fokus = 35 meter
Zona Gempa = 3

Mutu Baja:
BJ 55
fy = 410 MPa
fu = 550 MPa

Mutu Beton:
fc' = 35 MPa (Struktur Primer)

Mutu Baja Tulangan:
Baja tulangan < D13 mm, fy = 240 MPa
Baja tulangan > D13 mm, fy = 360 MPa

Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain

REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.

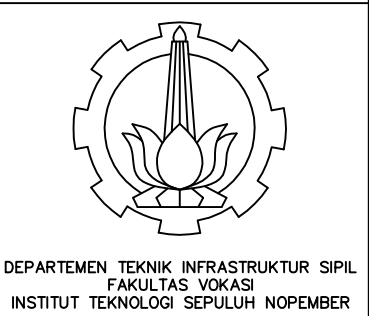
NAMA PROYEK:

PROYEK AKHIR
(RC6599)
SHOP DRAWING

JUDUL PROYEK AKHIR:

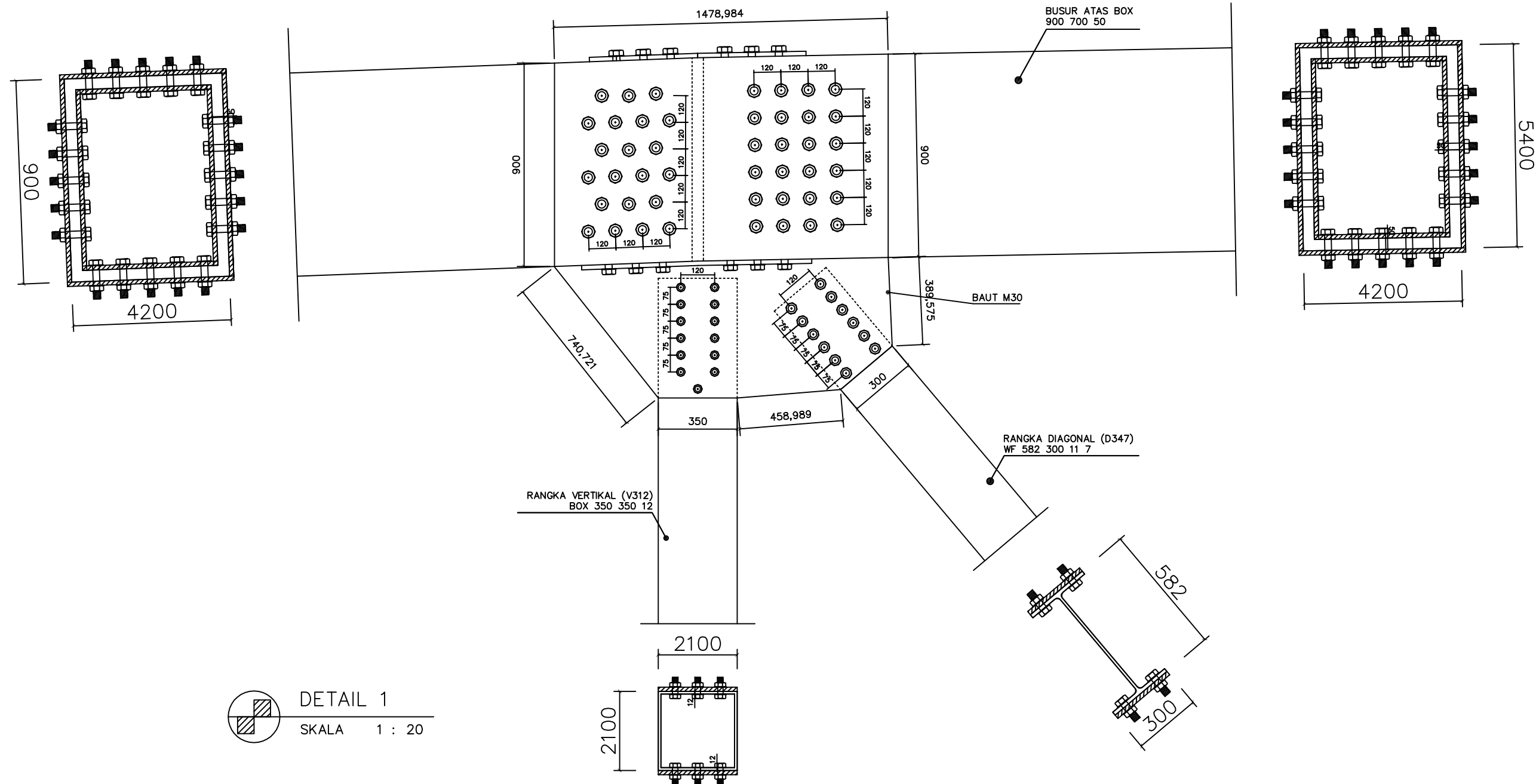
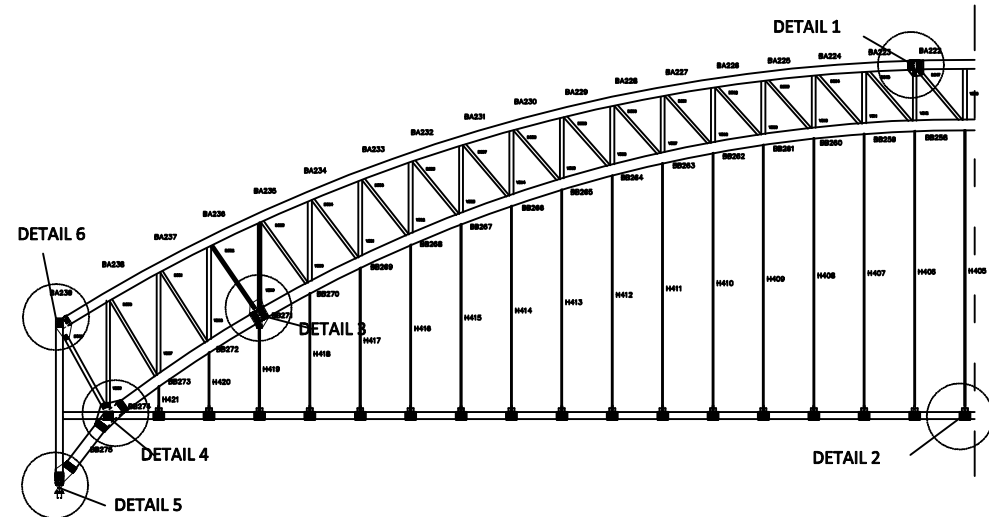
MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN
SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK
PADA STA 0+350 – STA 0+530
DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR
RANGKA BAJA DAN METODE
PELAKSANAANYA

INSTITUSI:



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

	NAMA	PARAF	TGL
DIGAMBAR	Ekky Hardiyanto NRP. 3113 041 071		
DISEN	Ir. Chomaedhi, CES. GEO NIP. 195503191984031001		
PEMBINING	R. Buyung, A.A. ST. MT. NIP. 197402032002121002		
NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.	
11	SBYT	26	



KEY PLAN:

KETERANGAN:

Nama Jembatan	=	Jembatan Sembayat Lama
Lokasi	=	Kabupaten Gresik
Bentang utama	=	Stuktur busur rangka baja
Panjang bentang	=	180 meter
Lebar jalan	=	12 meter (2 jalur)
Lebar trotar	=	1,5 meter
Tinggi Fokus	=	35 meter
Zona Gempa	=	3

Mutu Baja:
BJ 55

f_y	=	410 MPa
f_u	=	550 MPa

Mutu Beton:
 $f_c' = 35$ MPa (Struktur Primer)

Mutu Baja Tulangan:

Baja tulangan < D13 mm,	f_y	=	240 MPa
Baja tulangan > D13 mm,	f_y	=	380 MPa


Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain

REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.

NAMA PROYEK:
<p>PROYEK AKHIR (RC6599)</p> <p>SHOP DRAWING</p>

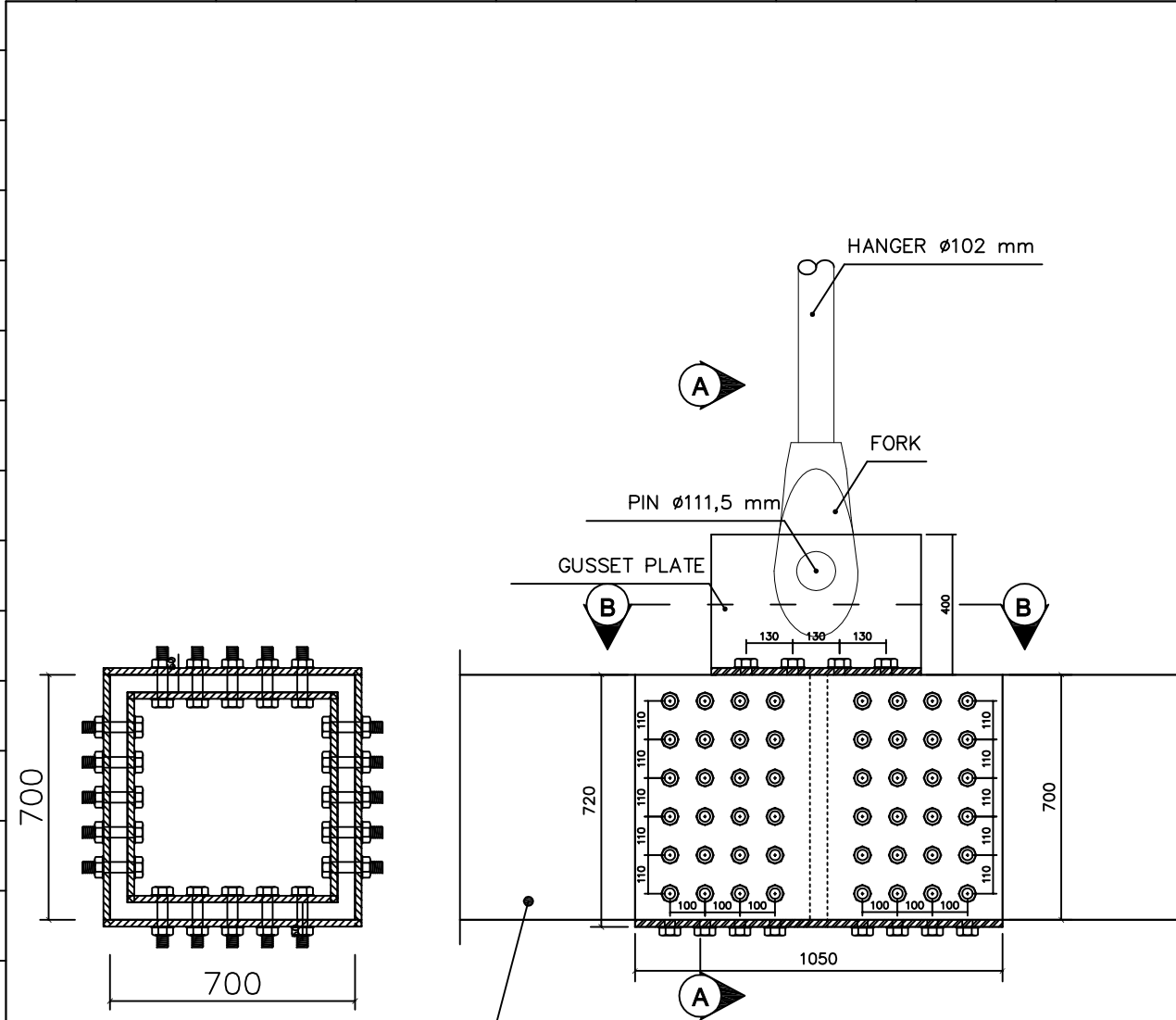
JUDUL PROYEK AKHIR:
MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK PADA STA 0+350 – STA 0+530 DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR RANGKA BAJA DAN METODE PELAKSANAANYA

INSTITUSI:



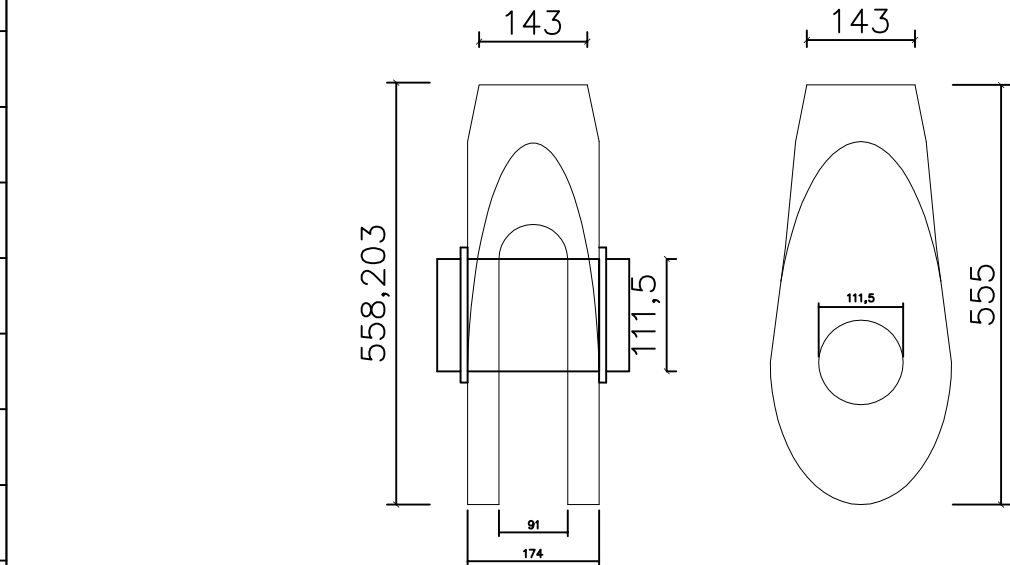
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

	NAMA	PARAF	TGL
DICAMBAR	Ekky Hardiyanto NRP. 3113 041 071		
DOSEN PEMBINA	Ir. Chomaedhi, CES. GEO NIP. 195503191984031001		
	R. Buyung, A.A, ST. MT. NIP. 197402032002121002		
NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.	
12	SBYT	26	

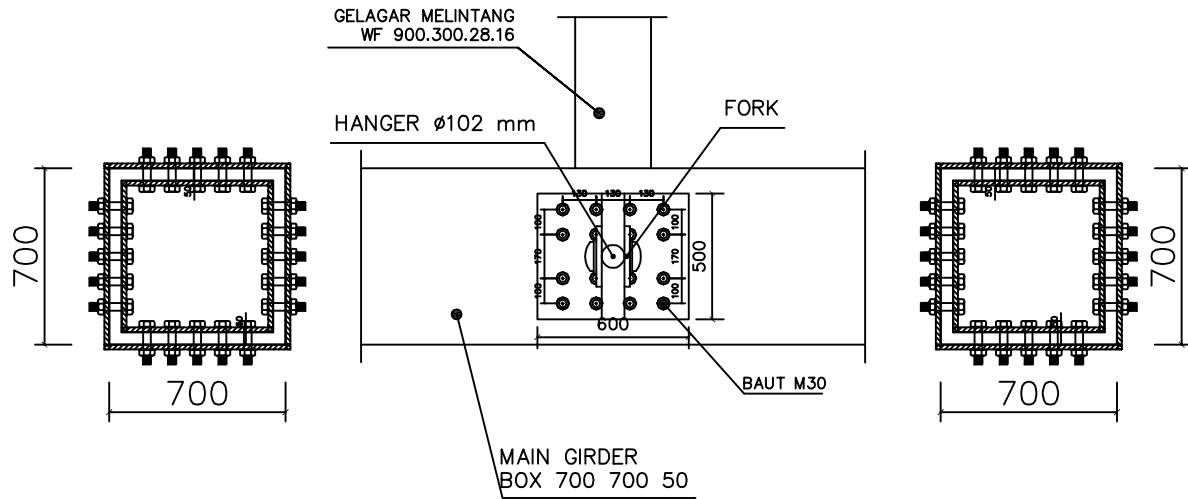
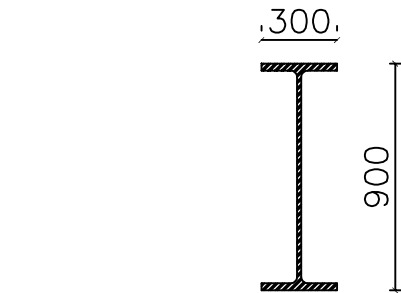
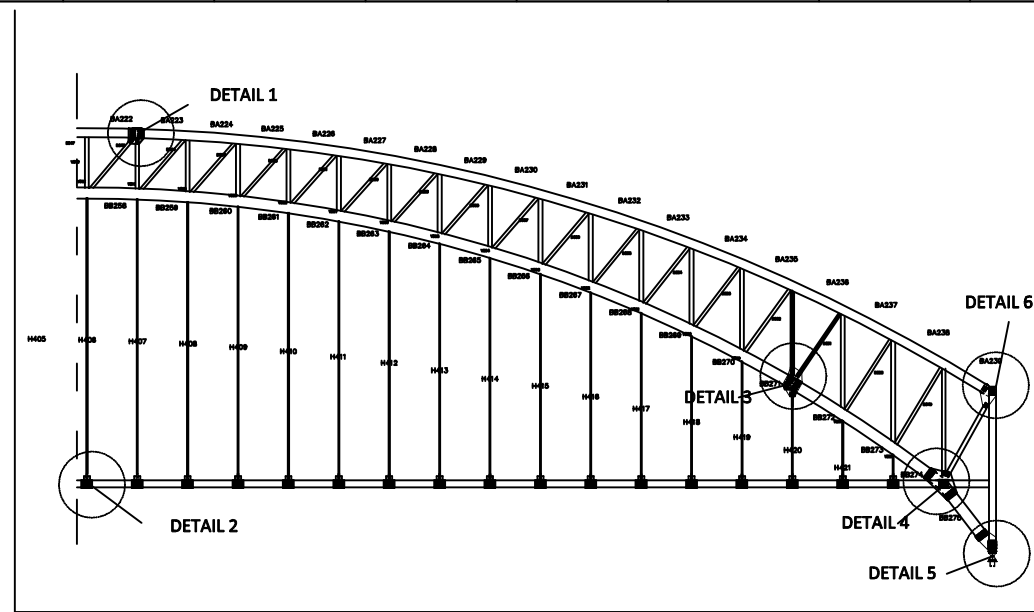
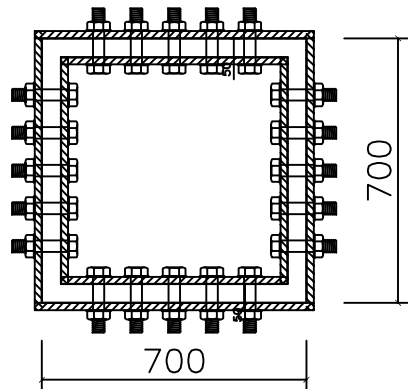


MAIN GIRDER BOX 700 700 50

DETAIL 2
SKALA 1 : 20

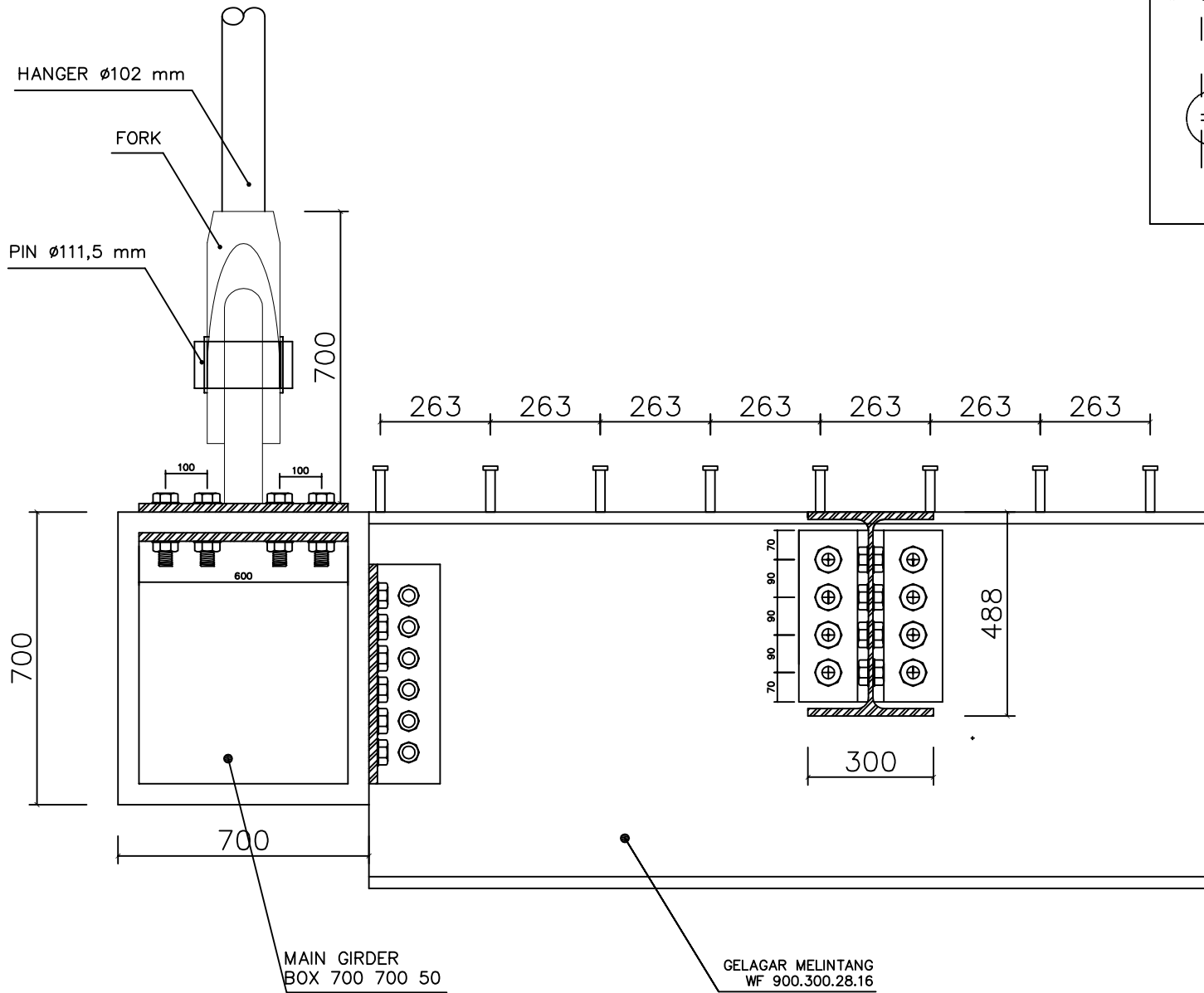


DETAIL SAMBUNGAN FORK
SKALA 1 : 10



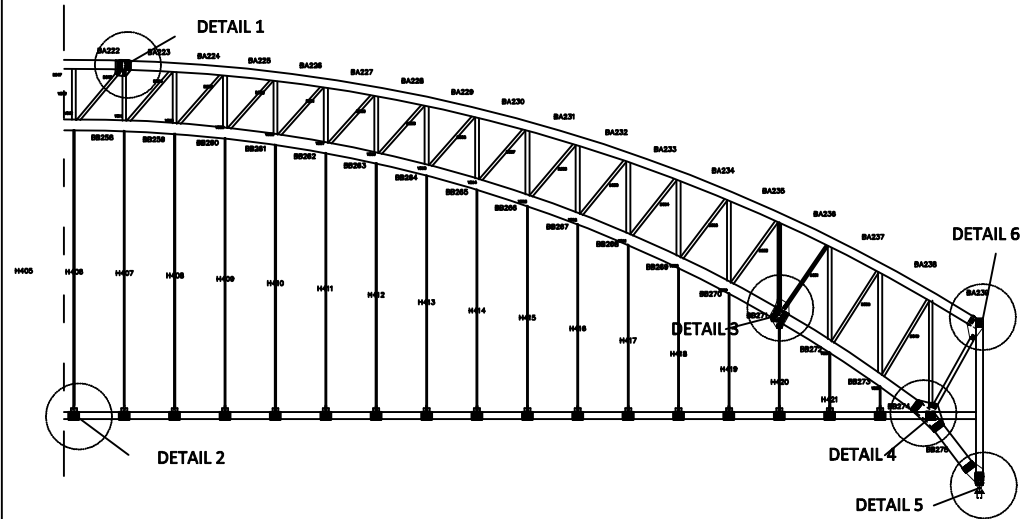
POTONGAN B-B
SKALA 1 : 30

KEY PLAN:			
KETERANGAN:			
Nama Jembatan = Jembatan Sembayat Lama			
Lokasi = Kabupaten Gresik			
Bentang utama = Struktur busur rangka baja			
Panjang bentang = 180 meter			
Lebar jalan = 12 meter (2 jalur)			
Lebar trotoar = 1,5 meter			
Tinggi Fokus = 35 meter			
Zona Gempa = 3			
Mutu Baja:			
BJ 55			
fy = 410 MPa			
fu = 550 MPa			
Mutu Beton:			
fc' = 35 MPa (Struktur Primer)			
Mutu Baja Tulangan:			
Baja tulangan < D13 mm, fy = 240 MPa			
Baja tulangan > D13 mm, fy = 360 MPa			
Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain			
REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.
NAMA PROYEK:			
PROYEK AKHIR (RC6599)			
SHOP DRAWING			
JUDUL PROYEK AKHIR:			
MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK PADA STA 0+350 – STA 0+530 DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR RANGKA BAJA DAN METODE PELAKSANAANYA			
INSTITUSI:			
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL FAKULTAS VOKASI INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER			
DIKAMBAR	NAMA	PARAF	TGL
	Ekky Hardiyanto NRP. 3113 041 071		
DOSEN PEMBIMBING	Ir. Chomaedhi, CES. GEO NIP. 195503191984031001		
	R. Buyung, A.A. ST. MT. NIP. 197402032002121002		
NO. GBR.		KODE. GBR.	JML. GBR.
13		SBYT	26



POTONGAN A-A

SKALA 1 : 15



KEY PLAN:

KETERANGAN:

Nama Jembatan = Jembatan Sembayat Lama
Lokasi = Kabupaten Gresik
Bentang utama = Stuktur busur rangka baja
Panjang bentang = 180 meter
Lebar jalan = 12 meter (2 jalur)
Lebar trotoar = 1,5 meter
Tinggi Fokus = 35 meter
Zona Gempa = 3

Mutu Baja:
BJ 55
fy = 410 MPa
fu = 550 MPa

Mutu Beton:
fc' = 35 MPa (Struktur Primer)

Mutu Baja Tulangan:
Baja tulangan < D13 mm, fy = 240 MPa
Baja tulangan > D13 mm, fy = 360 MPa

Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain

REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.

NAMA PROYEK:

PROYEK AKHIR
(RC6599)

SHOP DRAWING

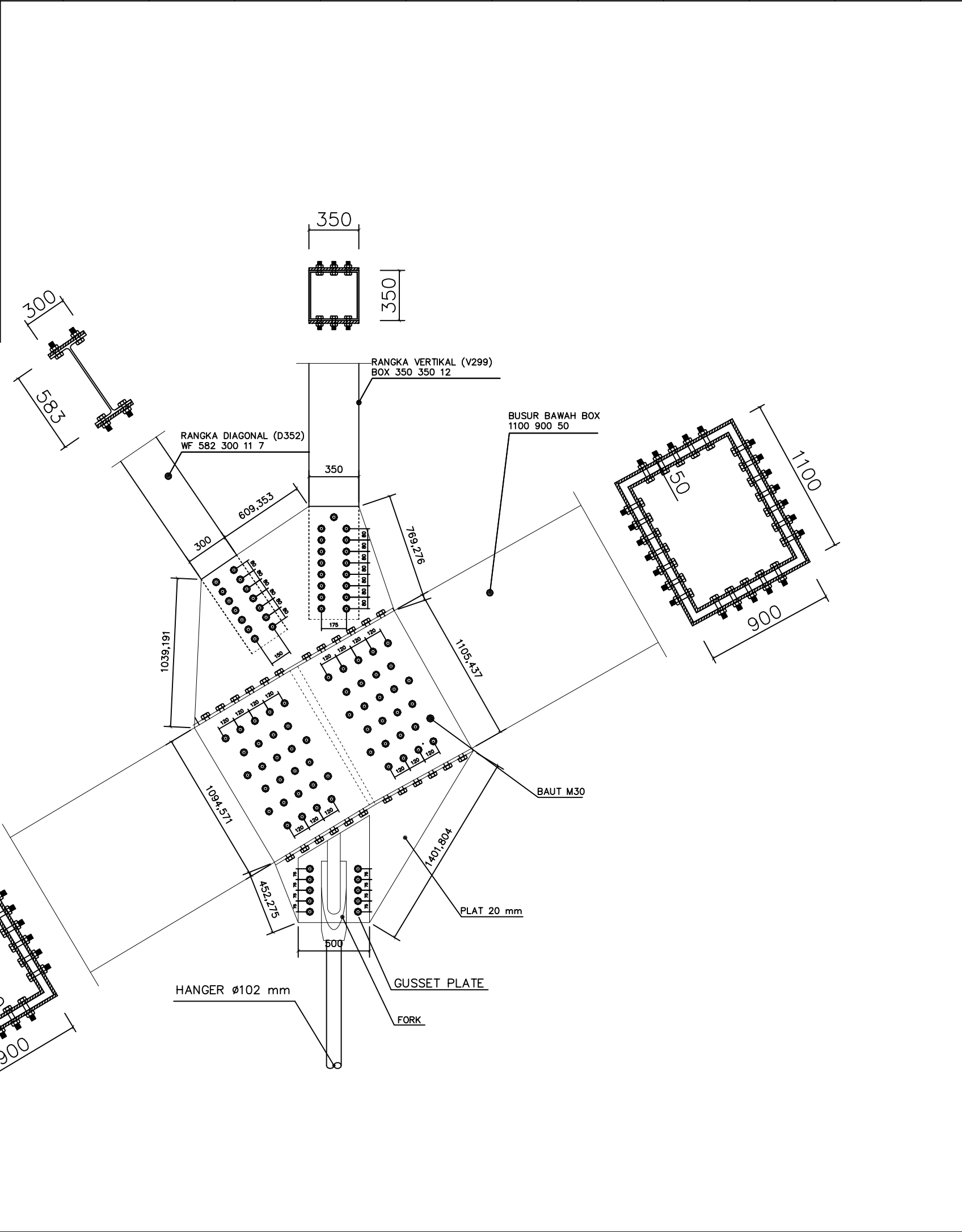
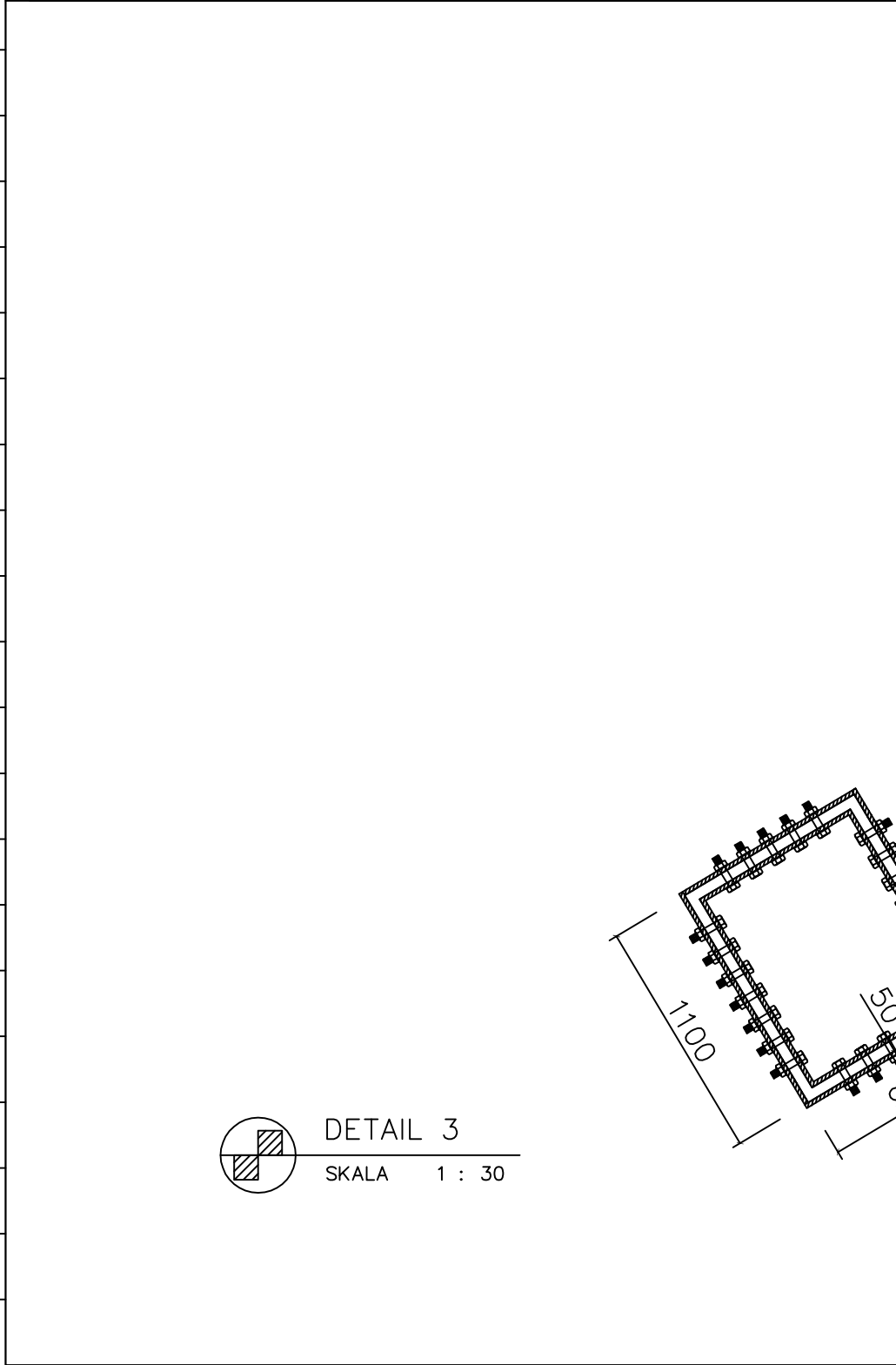
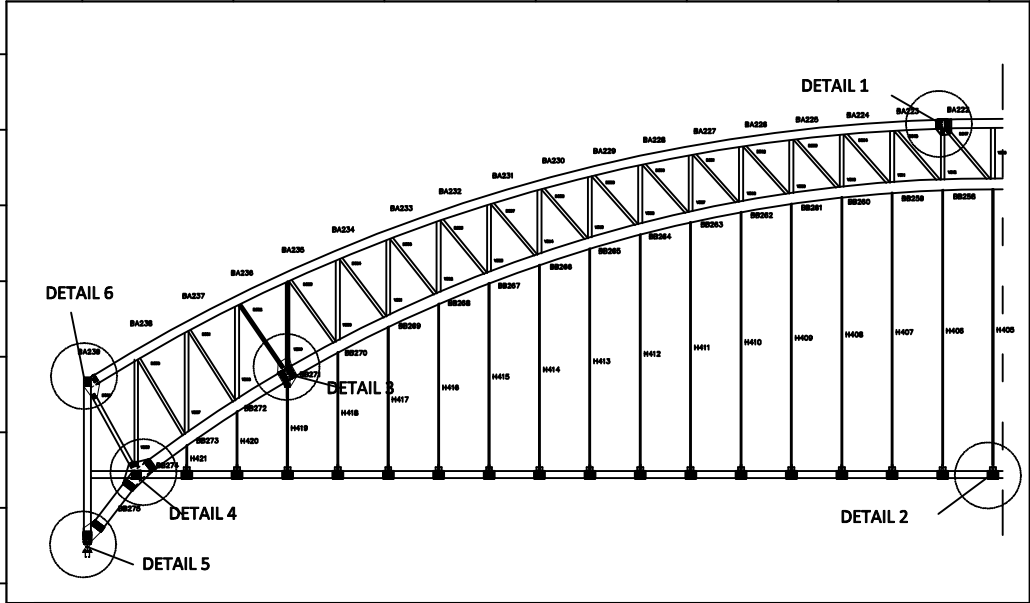
JUDUL PROYEK AKHIR:

MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN
SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK
PADA STA 0+350 – STA 0+530
DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR
RANGKA BAJA DAN METODE
PELAKSANAANYA

INSTITUSI:

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

	NAMA	PARAF	TGL
DIGAMBAR	Ekky Hardiyanto NRP. 3113 041 071		
DISEN	Ir. Chomaedhi, CES. GEO NIP. 195503191984031001		
PEMBAKOR	R. Buyung, A.A, ST. MT. NIP. 197402032002121002		
NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.	
14	SBYT	26	



KEY PLAN:			
KETERANGAN:			
Nama Jembatan = Jembatan Sembayat Lama			
Lokasi = Kabupaten Gresik			
Bentang utama = Stuktur busur rangka baja			
Panjang bentang = 180 meter			
Lebar jalan = 12 meter (2 jalur)			
Lebar trotoar = 1,5 meter			
Tinggi Fokus = 35 meter			
Zona Gempa = 3			
Mutu Baja:			
BJ 55			
fy = 410 MPa			
fu = 550 MPa			
Mutu Beton:			
fc' = 35 MPa (Struktur Primer)			
Mutu Baja Tulangan:			
Baja tulangan < D13 mm, fy = 240 MPa			
Baja tulangan > D13 mm, fy = 360 MPa			
Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain			
REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.
NAMA PROYEK:			
PROYEK AKHIR			
(RC6599)			
SHOP DRAWING			
JUDUL PROYEK AKHIR:			
MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN			
SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK			
PADA STA 0+350 – STA 0+530			
DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR			
RANGKA BAJA DAN METODE			
PELAKSANAANYA			
INSTITUSI:			
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL			
FAKULTAS VOKASI			
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER			
	NAMA	PARAF	TGL
DIGAMBAR	Ekky Hardiyanto		
	NRP. 3113 041 071		
	Ir. Chomaedhi, CES. GEO		
	NIP. 195503191984031001		
DOSEN	R. Buyung, A.A. ST. MT.		
PEMBIMBING	NIP. 197402032002121002		
NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.	
15	SBYT	26	

The diagram illustrates the structural components of a bridge truss. The main structure consists of a top chord, a bottom chord, and a series of vertical hangers. The top chord is labeled with components BA222 through BA238. The bottom chord is labeled with components BB200 through BB238. The vertical hangers are labeled with components H200 through H238. The diagram also shows various details and connections, including:

- DETAIL 1:** A circular detail showing the connection between the top chord and the first hanger.
- DETAIL 2:** A circular detail showing the connection between the bottom chord and the first hanger.
- DETAIL 3:** A circular detail showing the connection between the top chord and a hanger.
- DETAIL 4:** A circular detail showing the connection between the bottom chord and a hanger.
- DETAIL 5:** A circular detail showing the connection between the bottom chord and a hanger.
- DETAIL 6:** A circular detail showing the connection between the top chord and a hanger.

KETERANGAN:

Nama Jembatan	= Jembatan Sembayat Lama
Lokasi	= Kabupaten Gresik
Bentang utama	= Stuktur busur rangka baja
Panjang bentang	= 180 meter
Lebar jalan	= 12 meter (2 jalur)
Lebar trotoar	= 1,5 meter
Tinggi Fokus	= 35 meter
Zona Gempa	= 3

Mutu Baja:
BJ 55
fy = 410 MPa
fu = 550 MPa

Mutu Beton:
 $f_c' = 35 \text{ MPa}$ (Struktur Primer)

Mutu Baja Tulangan:
 Baja tulangan < D13 mm, f_y = 240 MPa
 Baja tulangan > D13 mm, f_y = 360 MPa

Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain

REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.

NAMA PROYEK:

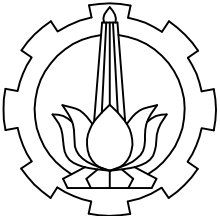
PROYEK AKHIR
(RC6599)

SHOP DRAWING

JUDUL PROYEK AKHIR:

MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN
SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK
PADA STA 0+350 – STA 0+530
DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR
RANGKA BAJA DAN METODE
PELAKSANAANYA

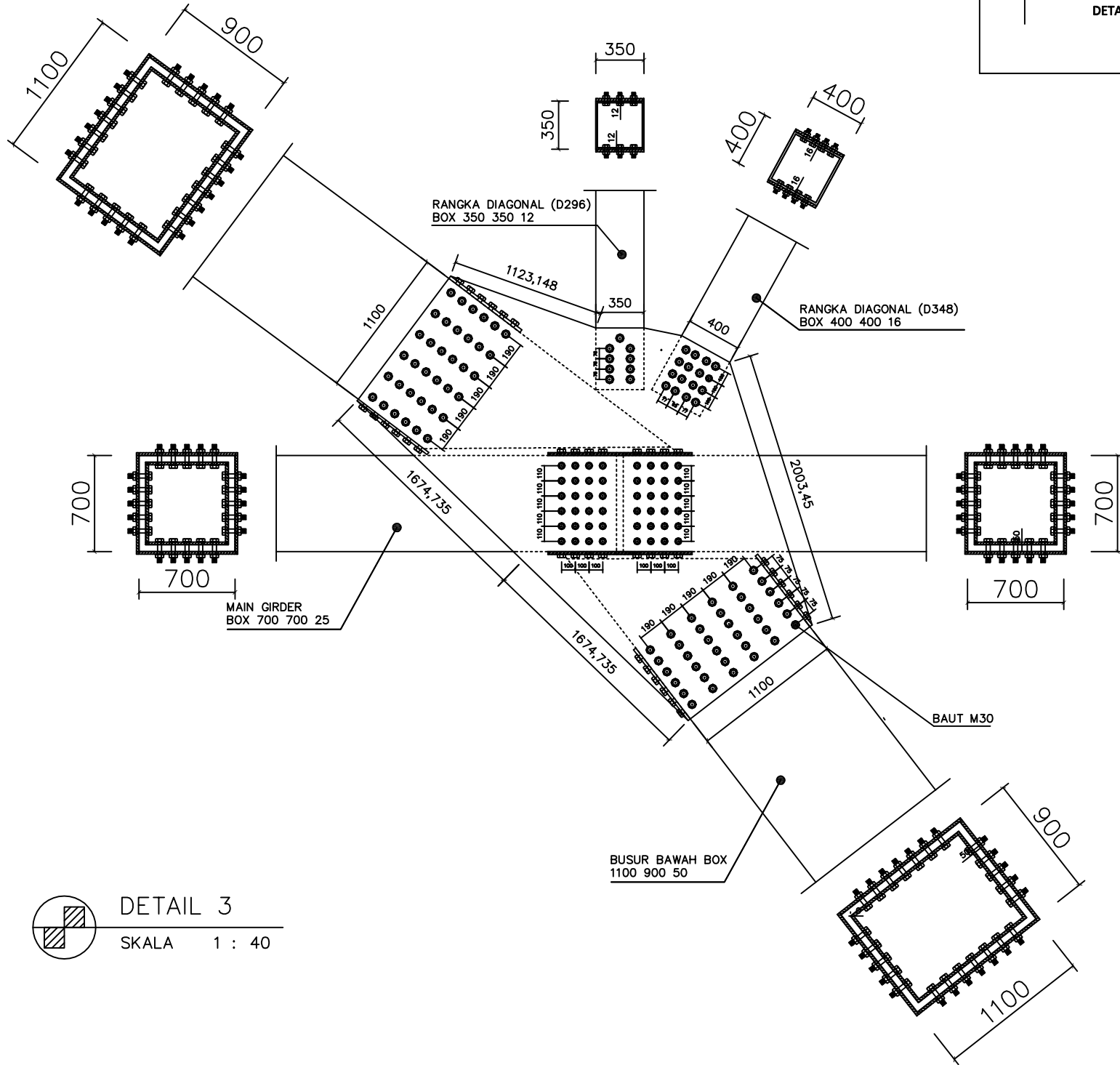
INSTITUSI:



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

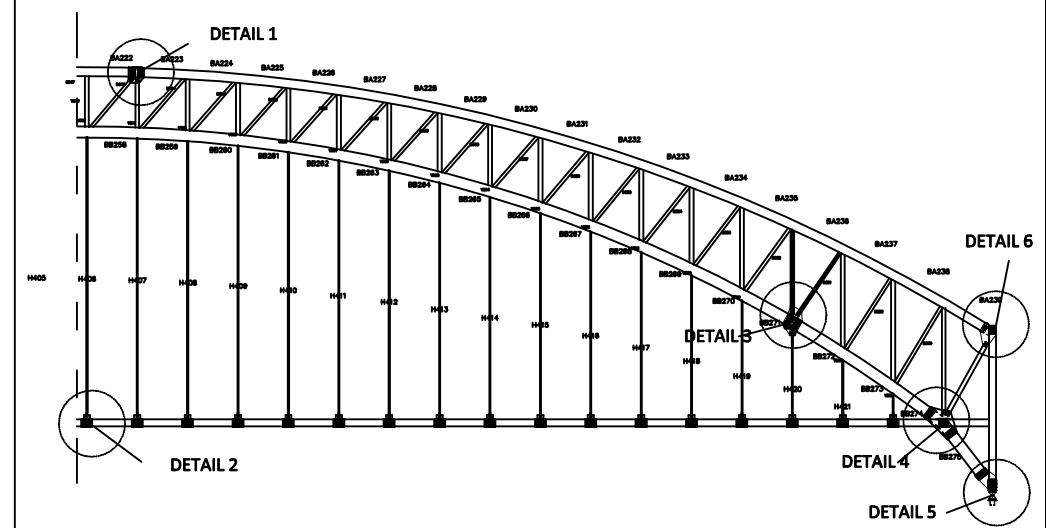
	NAMA	PARAF	TGL
KGAMBAR	Ekky Hardiyanto NRP. 3113 041 071		
	Ir. Chomaedhi, CES. GEO NIP. 195503191984031001		
DOKUMEN	R. Buyung, A.A, ST. MT. NIP. 197402032002121002		
NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.	

16	SBYT	26
----	------	----



DETAIL 3

SKALA 1 : 40



KEY PLAN:

KETERANGAN:

Nama Jembatan	= Jembatan Sembayat Lama
Lokasi	= Kabupaten Gresik
Bentang utama	= Stuktur busur rangka baja
Panjang bentang	= 180 meter
Lebar jalan	= 12 meter (2 jalur)
Lebar trotoar	= 1,5 meter
Tinggi Fokus	= 35 meter
Zona Gempa	= 3

Mutu Baja:
BJ 55
fy = 410 MPa
fu = 550 MPa

Mutu Beton:
 $f_c' = 35 \text{ MPa}$ (Struktur Primer)

Mutu Baja Tulangan:
 Baja tulangan $\leq D13$ mm, $f_y = 240$ MPa
 Baja tulangan $> D13$ mm, $f_y = 360$ MPa

Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain

REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.

NAMA PROYEK:

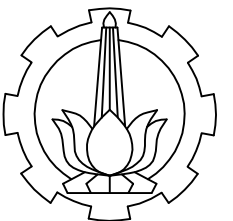
PROYEK AKHIR
(RC6599)

SHOP DRAWING

JUDUL PROYEK AKHIR:

MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN
SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK
PADA STA 0+350 – STA 0+530
DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR
RANGKA BAJA DAN METODE
PELAKSANAANYA

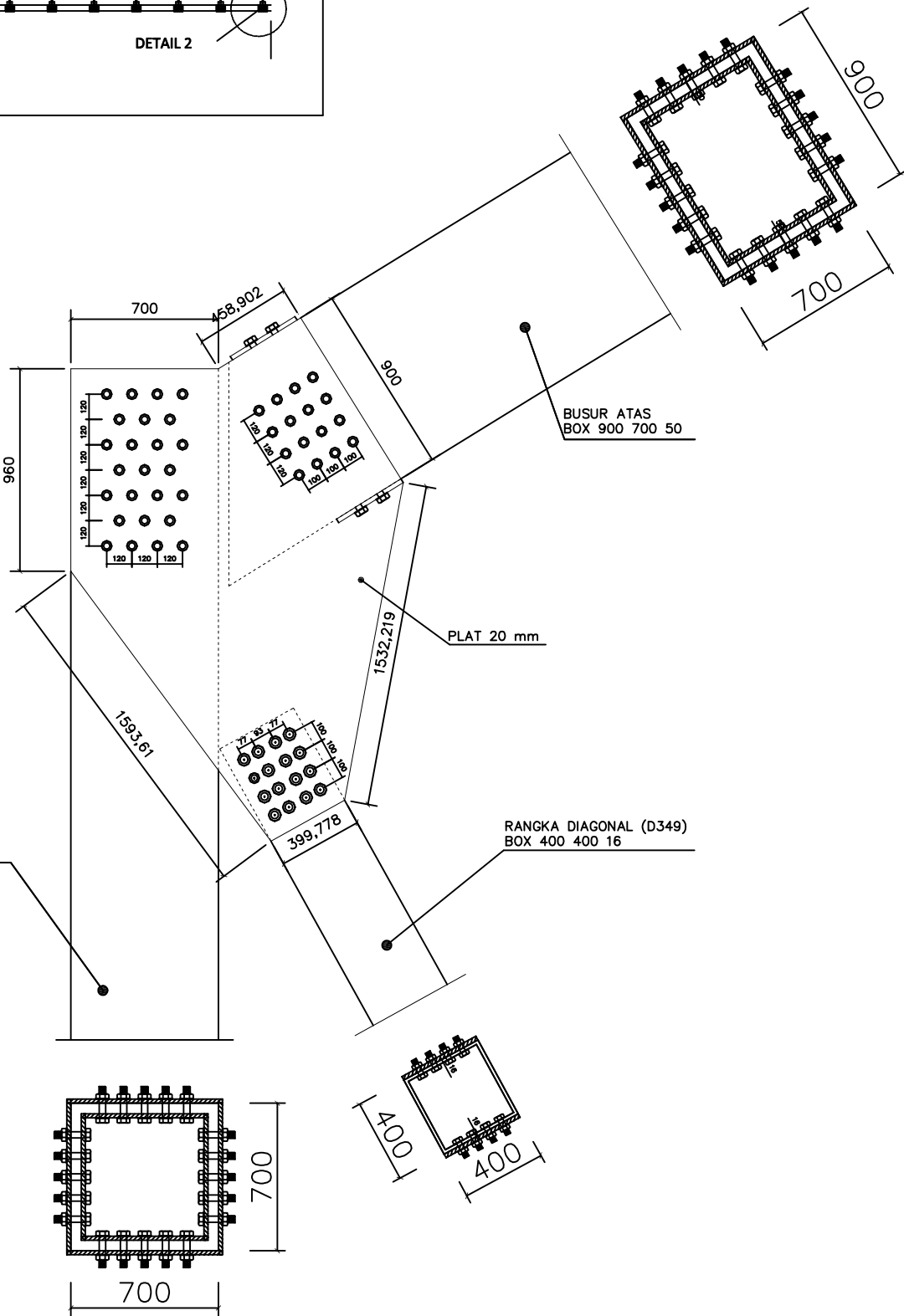
INSTITUSI:



DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

	NAMA	PARAF	TGL
DIGAMBAR	Ekky Hardiyanto NRP. 3113 041 071		
DOSAN PEMERINTAH	Ir. Chomaedhi, CES. GEO NIP. 195503191984031001		
	R. BuYang, A.A. ST. MT. NIP. 197402032002121002		
NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.	

NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.
17	SBYT	26

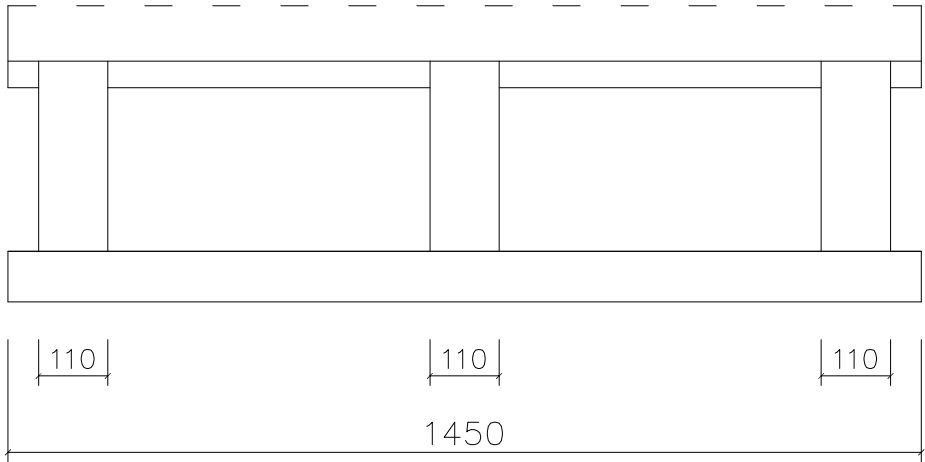


DETAIL 6

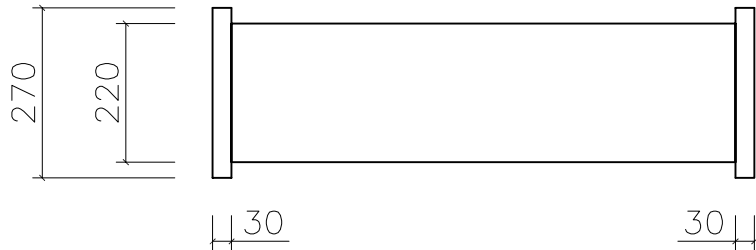
SKALA 1 : 30

18	SBYT	26
----	------	----

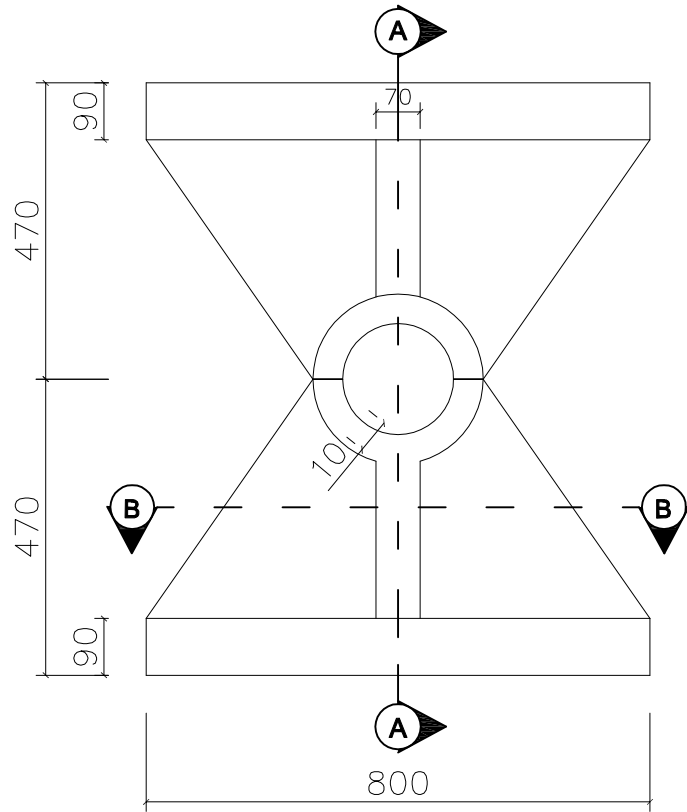
DETAIL A



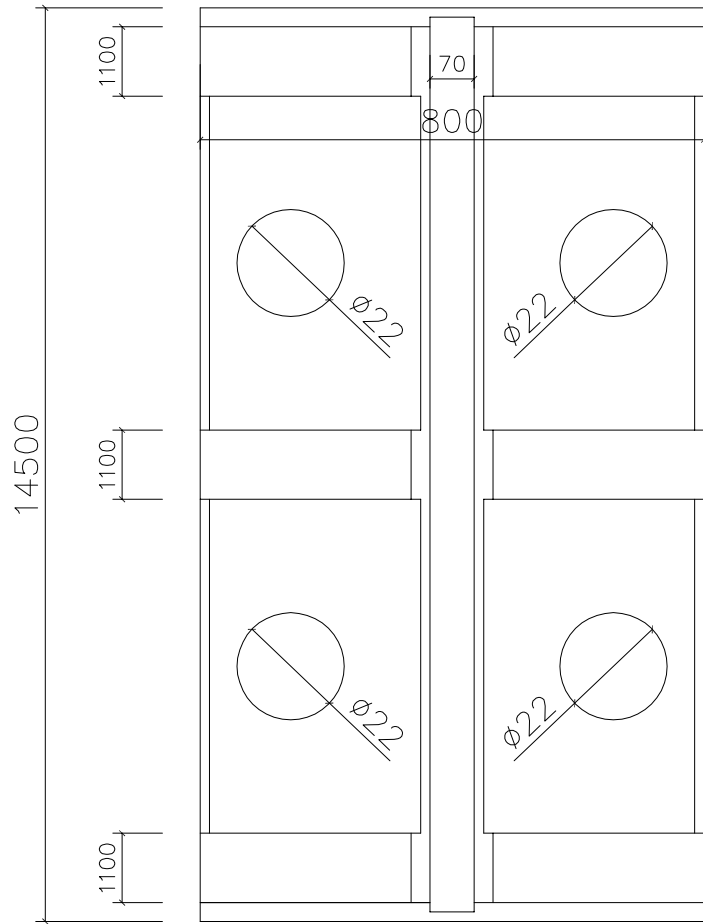
POTONGAN B-B
SKALA 1 : 12



DETAIL 2 (DETAIL PEN ENGSEL)
SKALA 1 : 12



DETAIL A (PERLETAKAN SENDI)
SKALA 1 : 12



POTONGAN A-A (DENAH ANGKER)
SKALA 1 : 12

KEY PLAN:

KETERANGAN:

Nama Jembatan = Jembatan Sembayat Lama
Lokasi = Kabupaten Gresik
Bentang utama = Stuktur busur rangka baja
Panjang bentang = 180 meter
Lebar jalan = 12 meter (2 jalur)
Lebar trotoar = 1,5 meter
Tinggi Fokus = 35 meter
Zona Gempa = 3

Mutu Baja:
BJ 55
fy = 410 MPa
fu = 550 MPa

Mutu Beton:
fc' = 35 MPa (Struktur Primer)

Mutu Baja Tulangan:
Baja tulangan < D13 mm, fy = 240 MPa
Baja tulangan > D13 mm, fy = 360 MPa

Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain

REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.
------	------------	-----	------

NAMA PROYEK:

PROYEK AKHIR
(RC6599)
SHOP DRAWING

JUDUL PROYEK AKHIR:

MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN
SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK
PADA STA 0+350 – STA 0+530
DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR
RANGKA BAJA DAN METODE
PELAKSANAANYA

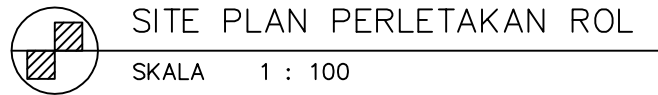
INSTITUSI:



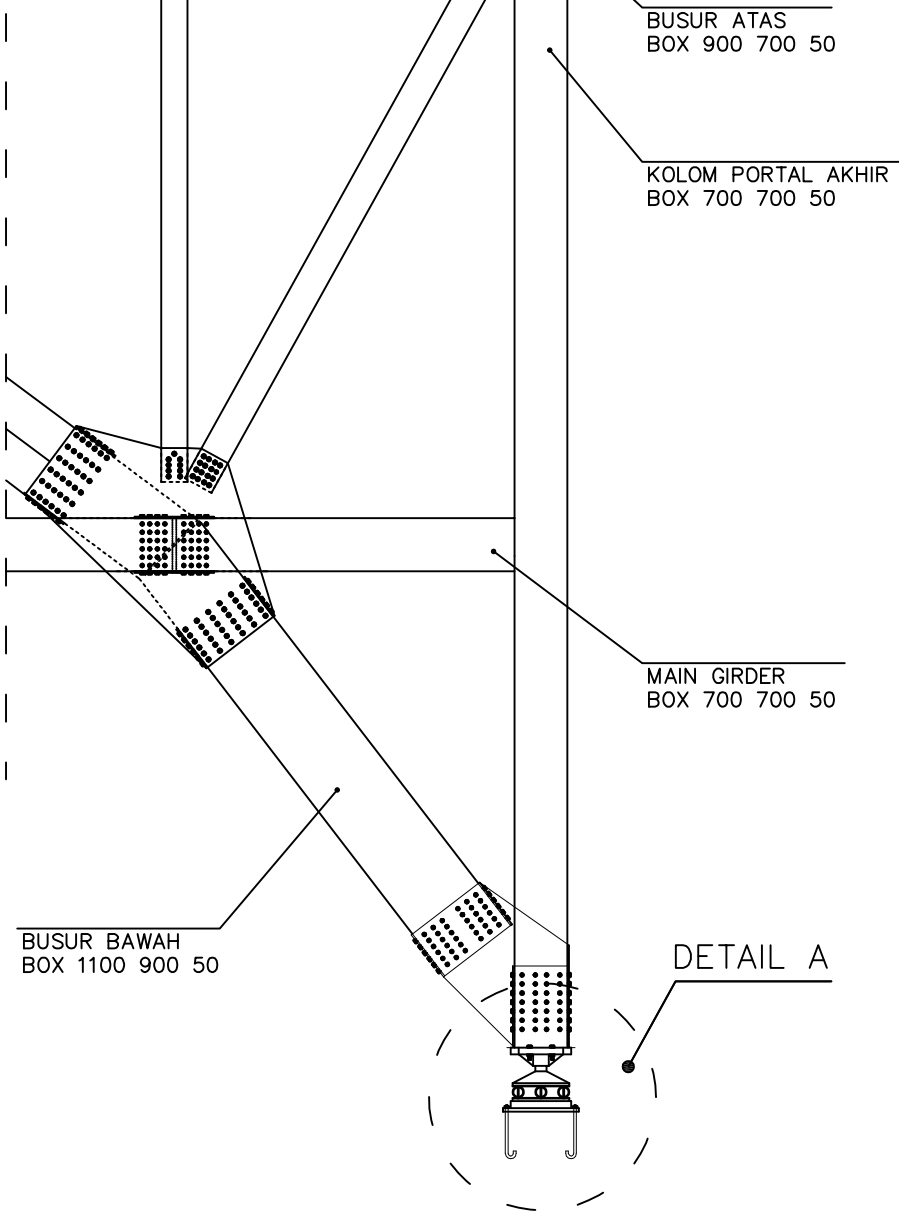
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

	NAMA	PARAF	TGL
DIGAMBAR	Ekky Hardiyanto NRP. 3113 041 071		
DISEN	Ir. Chomaedhi, CES. GEO NIP. 195503191984031001		
PEMBIMBING	R. Buyung, A.A, ST. MT. NIP. 197402032002121002		

NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.
19	SBYT	26



SITE PLAN PERLETAKAN ROL
SKALA 1 : 100



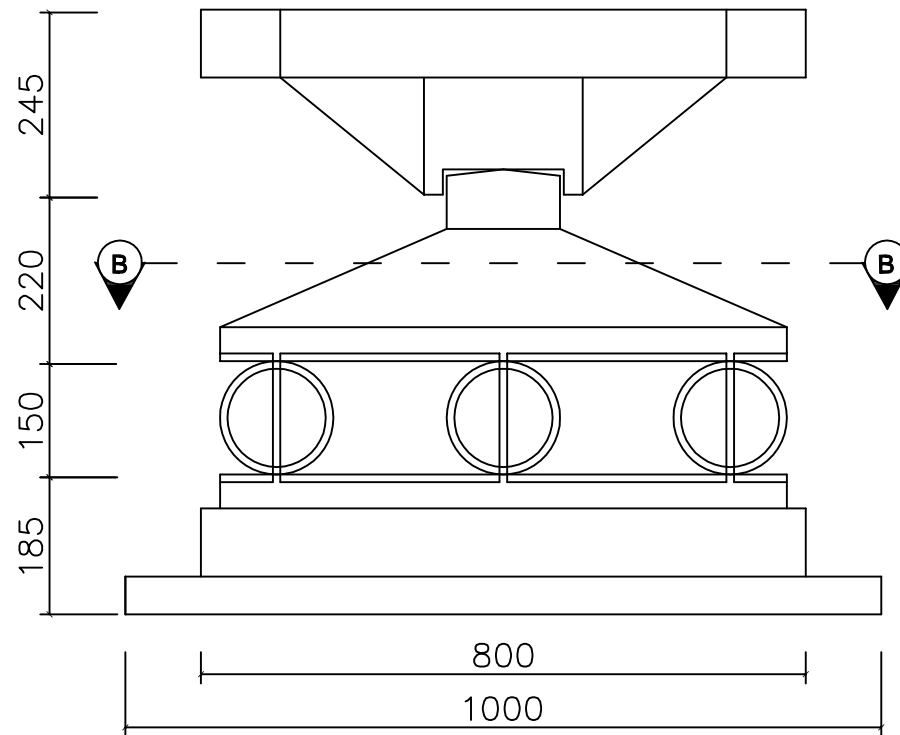
BUSUR ATAS
BOX 900 700 50

KOLOM PORTAL AKHIR
BOX 700 700 50

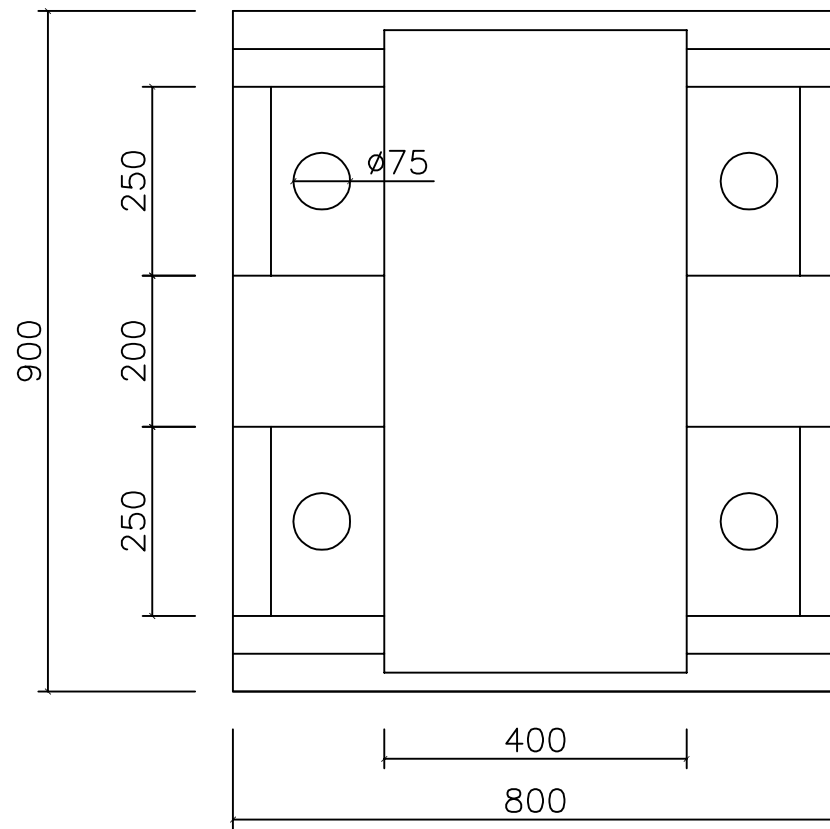
MAIN GIRDER
BOX 700 700 50

BUSUR BAWAH
BOX 1100 900 50

DETAIL A

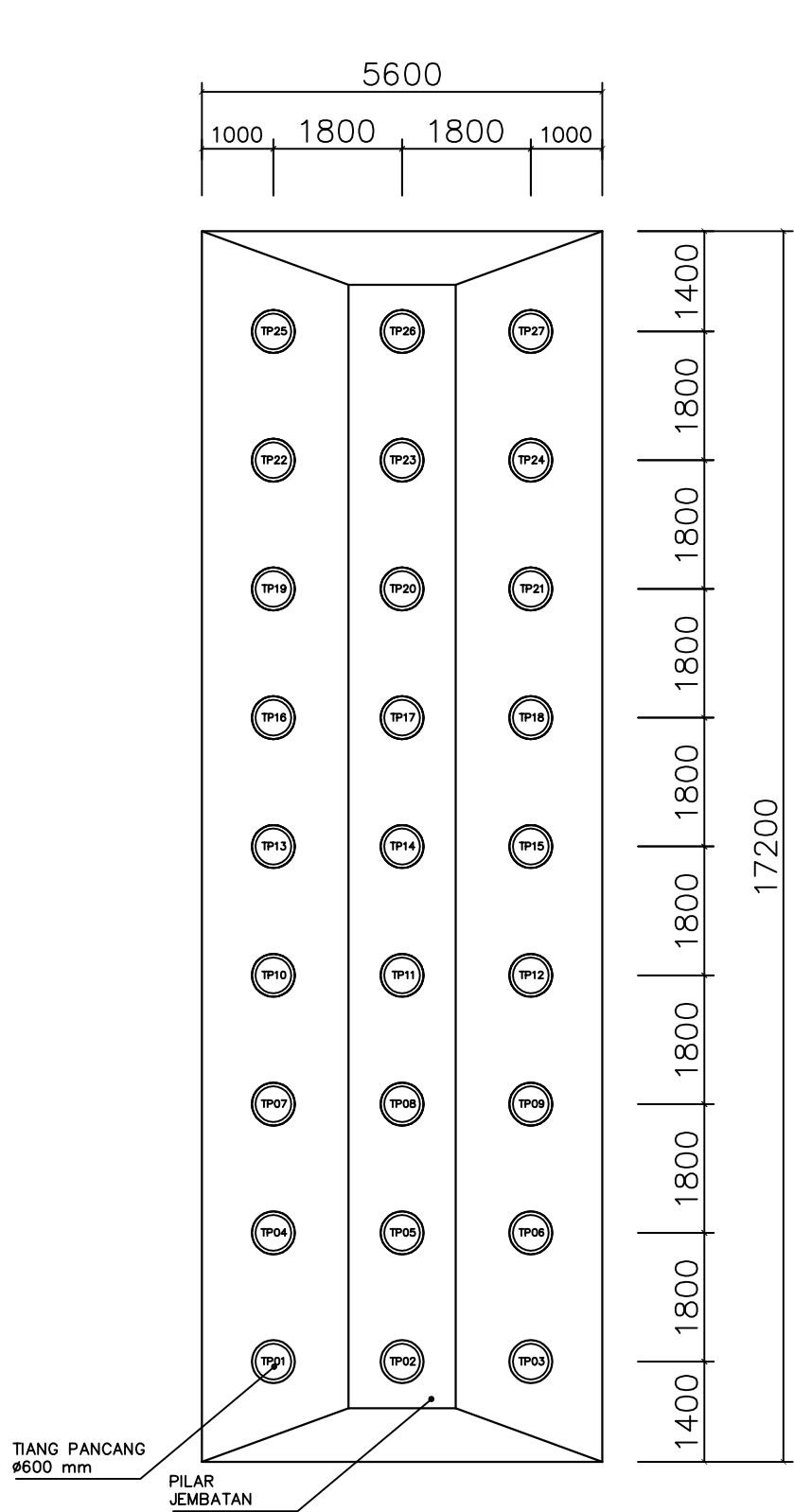


DETAIL A (PERLETAKAN ROL)
SKALA 1 : 10

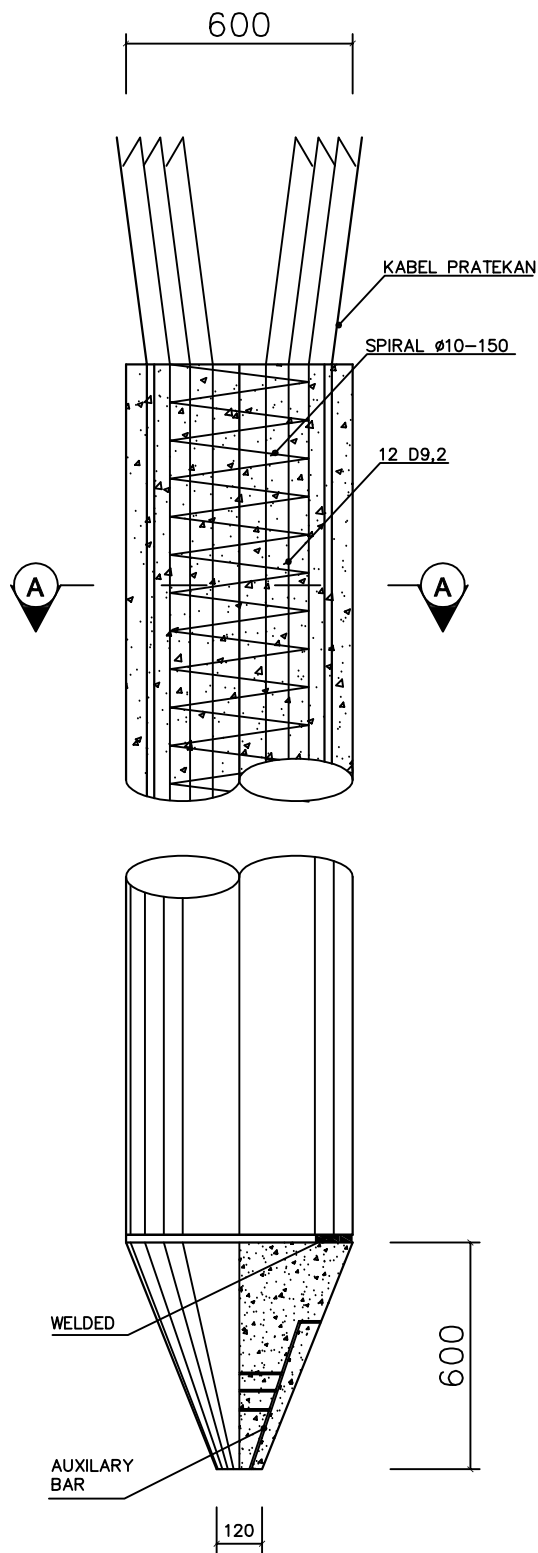


POTONGAN B-B
SKALA 1 : 10

KEY PLAN:			
KETERANGAN:			
Nama Jembatan	=	Jembatan Sembayat Lama	
Lokasi	=	Kabupaten Gresik	
Bentang utama	=	Stuktur busur rangka baja	
Panjang bentang	=	180 meter	
Lebar jalan	=	12 meter (2 jalur)	
Lebar trotoar	=	1,5 meter	
Tinggi Fokus	=	35 meter	
Zona Gempa	=	3	
Mutu Baja:			
BJ 55			
fy	=	410 MPa	
fu	=	550 MPa	
Mutu Beton:			
fc'	=	35 MPa (Struktur Primer)	
Mutu Baja Tulangan:			
Baja tulangan < D13 mm,	fy	=	240 MPa
Baja tulangan > D13 mm,	fy	=	360 MPa
Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain			
REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.
NAMA PROYEK:			
PROYEK AKHIR (RC6599)			
SHOP DRAWING			
JUDUL PROYEK AKHIR:			
MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK PADA STA 0+350 – STA 0+530 DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR RANGKA BAJA DAN METODE PELAKSANAANYA			
INSTITUSI:			
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL FAKULTAS VOKASI INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER			
	NAMA	PARAF	TGL
DIGAMBAR	Ekky Hardiyanto NRP. 3113 041 071		
	Ir. Chomaedhi, CES. GEO NIP. 195503191984031001		
DOSEN PEMBIMBING	R. Buyung, A.A. ST. MT. NIP. 197402032002121002		
NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.	
20	SBYT	26	



DENAH PONDASI P-1 27D1800
SKALA 1 : 100

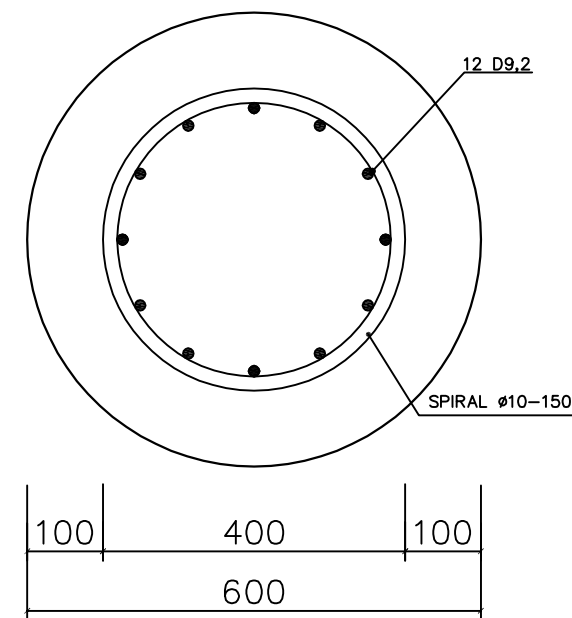


DETAIL TIANG PANCANG
SKALA 1 : 20

PRESTRESSED SPUN CONCRETE PILE SPECIFICATION
PT. WIKA BETON

OUTER DIAMETER (mm)	CONCRETE WALL THICKNESS (mm)	CLASS	ALLOWABLE AXIAL LOAD (mm)	BENDING MOMENT	
				CRACKING (t.m)	ULTIMATE (t.m)
600	100	A	223	19,3	22,7

PRODUKSI : PT. WIJAYA KARYA BETON



POTONGAN A-A
SKALA 1 : 10

KEY PLAN:

KETERANGAN:

Nama Jembatan = Jembatan Sembayat Lama
Lokasi = Kabupaten Gresik
Bentang utama = Struktur busur rangka baja
Panjang bentang = 180 meter
Lebar jalan = 12 meter (2 jalur)
Lebar trotoar = 1,5 meter
Tinggi Fokus = 35 meter
Zona Gempa = 3

Mutu Baja:
BJ 55
fy = 410 MPa
fu = 550 MPa

Mutu Beton:
fc' = 35 MPa (Struktur Primer)

Mutu Baja Tulangan:
Baja tulangan < D13 mm, fy = 240 MPa
Baja tulangan > D13 mm, fy = 360 MPa

Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain

REV. KETERANGAN TGL CEK.

NAMA PROYEK:

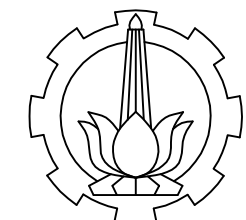
PROYEK AKHIR
(RC6599)

SHOP DRAWING

JUDUL PROYEK AKHIR:

MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN
SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK
PADA STA 0+350 – STA 0+530
DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR
RANGKA BAJA DAN METODE
PELAKSANAANYA

INSTITUSI:

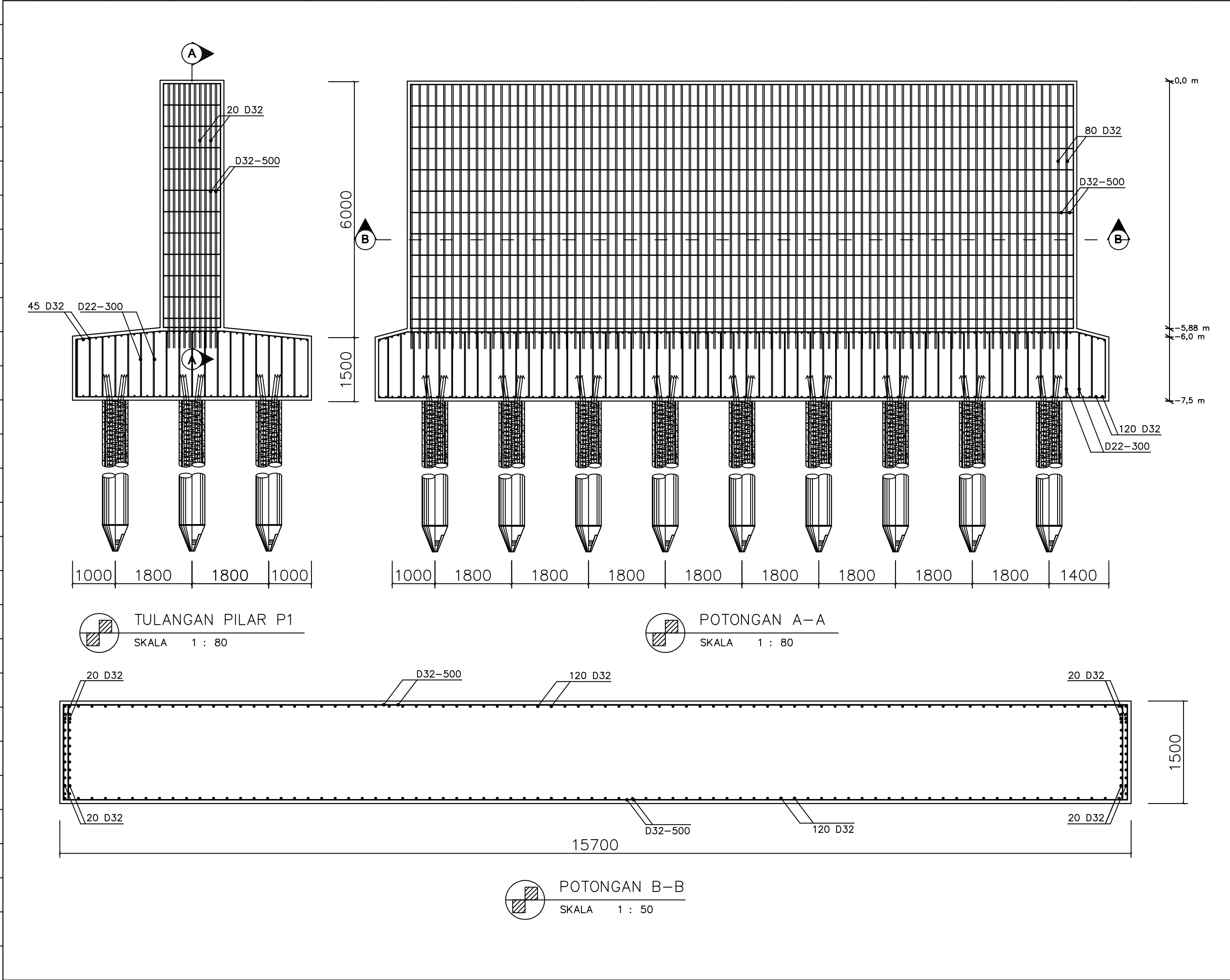


DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

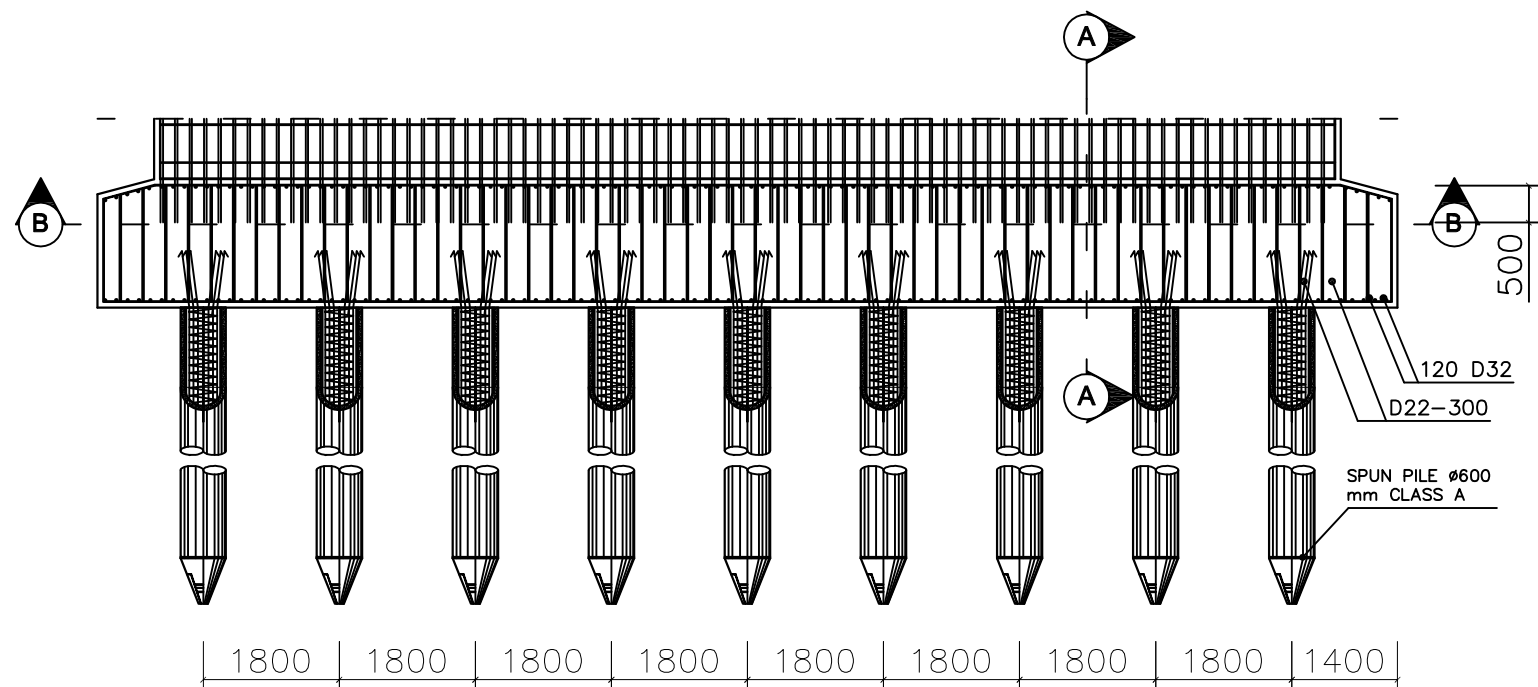
	NAMA	PARAF	TGL
DIGAMBAR	Ekky Hardiyanto NRP. 3113 041 071		
DISEN	Ir. Chomaedhi, CES. GEO NIP. 195503191984031001		
PEMBAHASE	R. Buyung, A.A, ST. MT. NIP. 197402032002121002		

NO. GBR. KODE. GBR. JML. GBR.

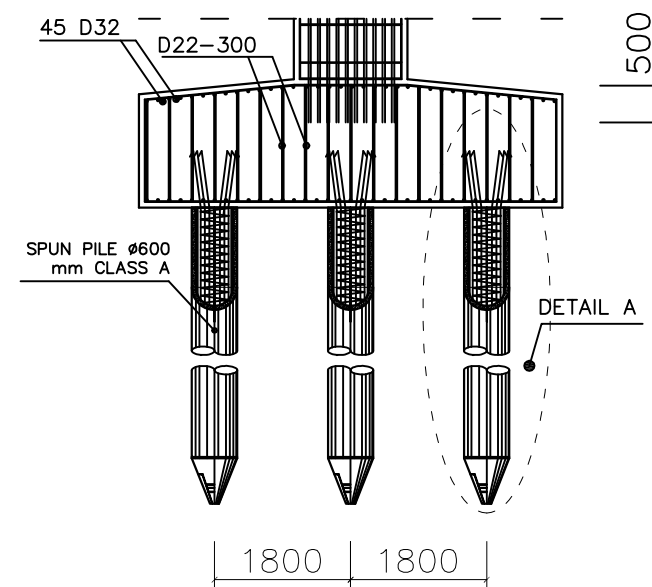
21 SBYT 26



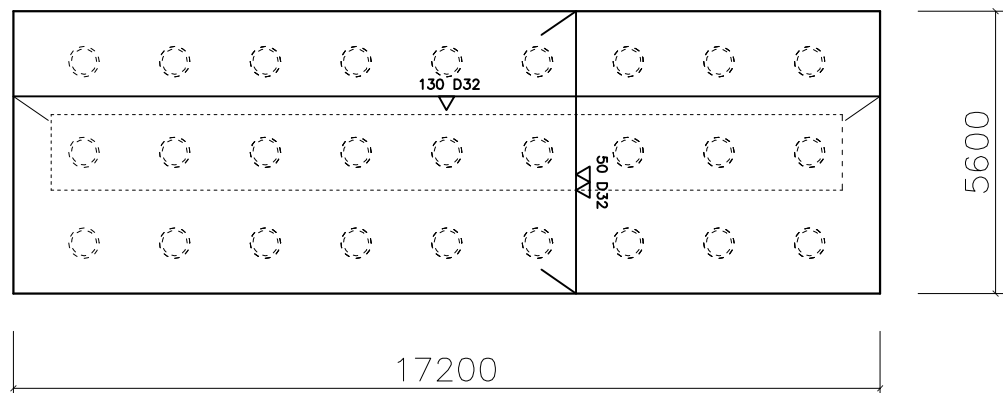
KEY PLAN:			
KETERANGAN:			
Nama Jembatan = Jembatan Sembayat Lama			
Lokasi = Kabupaten Gresik			
Bentang utama = Struktur busur rangka baja			
Panjang bentang = 180 meter			
Lebar jalan = 12 meter (2 jalur)			
Lebar trotoar = 1,5 meter			
Tinggi Fokus = 35 meter			
Zona Gempa = 3			
Mutu Baja:			
BJ 55			
fy = 410 MPa			
fu = 550 MPa			
Mutu Beton:			
fc' = 35 MPa (Struktur Primer)			
Mutu Baja Tulangan:			
Baja tulangan < D13 mm, fy = 240 MPa			
Baja tulangan > D13 mm, fy = 360 MPa			
Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain			
REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.
NAMA PROYEK:			
PROYEK AKHIR			
(RC6599)			
SHOP DRAWING			
JUDUL PROYEK AKHIR:			
MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN			
SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK			
PADA STA 0+350 – STA 0+530			
DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR			
RANGKA BAJA DAN METODE			
PELAKSANAANYA			
INSTITUSI:			
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL			
FAKULTAS VOKASI			
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER			
	NAMA	PARAF	TGL
DIGAMBAR	Ekky Hardiyanto		
	NRP. 3113 041 071		
	Ir. Chomaedhi, CES. GEO		
	NIP. 195503191984031001		
DOKEN	R. Buyung, A.A. ST. MT.		
PEMBINING	NIP. 197402032002121002		
NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.	
22	SBYT	26	



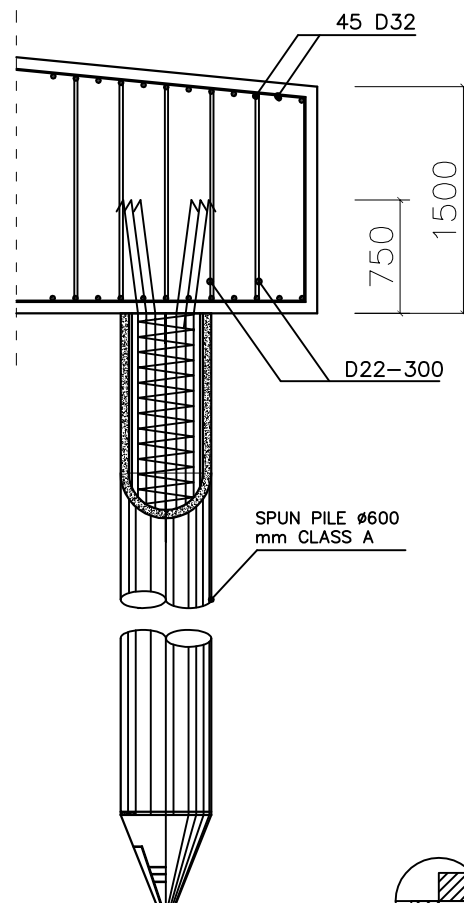
DETAIL PILE CAP P-1 (ARAH MELINTANG)
SKALA 1 : 100



POTONGAN A-A
SKALA 1 : 100



POTONGAN B-B
SKALA 1 : 150



DETAIL A
SKALA 1 : 50

KEY PLAN:

KETERANGAN:

Nama Jembatan = Jembatan Sembayat Lama
Lokasi = Kabupaten Gresik
Bentang utama = Stuktur busur rangka baja
Panjang bentang = 180 meter
Lebar jalan = 12 meter (2 jalur)
Lebar trotoar = 1,5 meter
Tinggi Fokus = 35 meter
Zona Gempa = 3

Mutu Baja:
BJ 55
fy = 410 MPa
fu = 550 MPa

Mutu Beton:
fc' = 35 MPa (Struktur Primer)

Mutu Baja Tulangan:
Baja tulangan < D13 mm, fy = 240 MPa
Baja tulangan > D13 mm, fy = 360 MPa

Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain

REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.
------	------------	-----	------

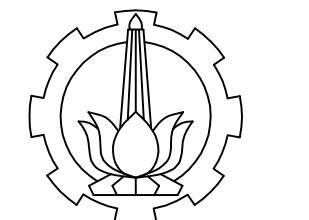
NAMA PROYEK:

PROYEK AKHIR
(RC6599)
SHOP DRAWING

JUDUL PROYEK AKHIR:

MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN
SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK
PADA STA 0+350 – STA 0+530
DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR
RANGKA BAJA DAN METODE
PELAKSANAANYA

INSTITUSI:

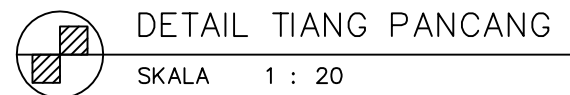
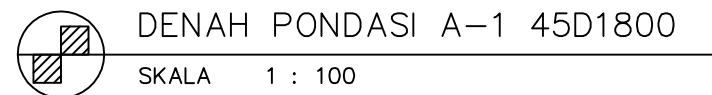


DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

	NAMA	PARAF	TGL
DIGAMBAR	Ekky Hardiyanto NRP. 3113 041 071		
DISEN	Ir. Chomaedhi, CES. GEO NIP. 195503191984031001		
PENYERAH	R. Buyung, A.A, ST. MT. NIP. 197402032002121002		

NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.
----------	------------	-----------

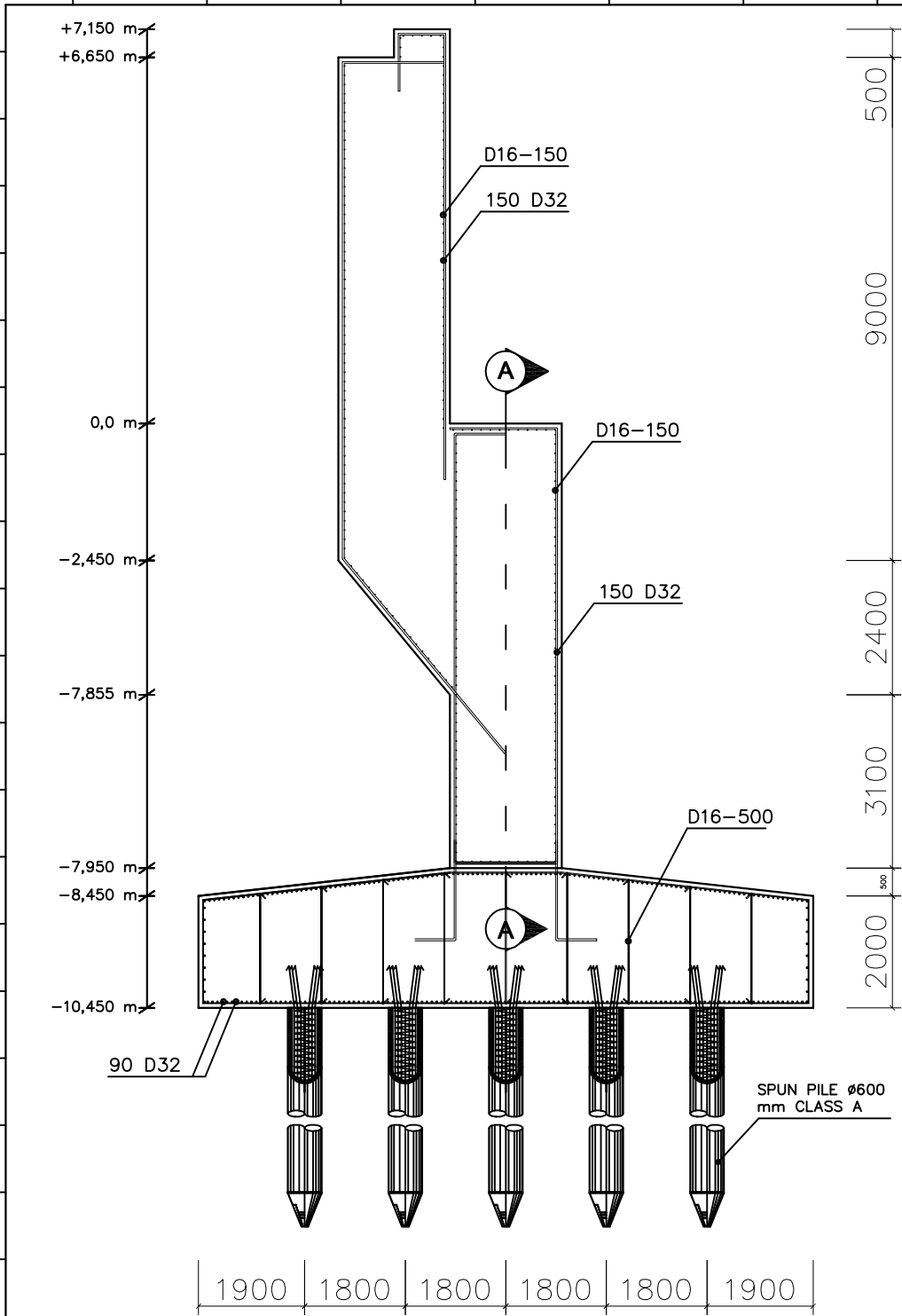
23	SBYT	26
----	------	----



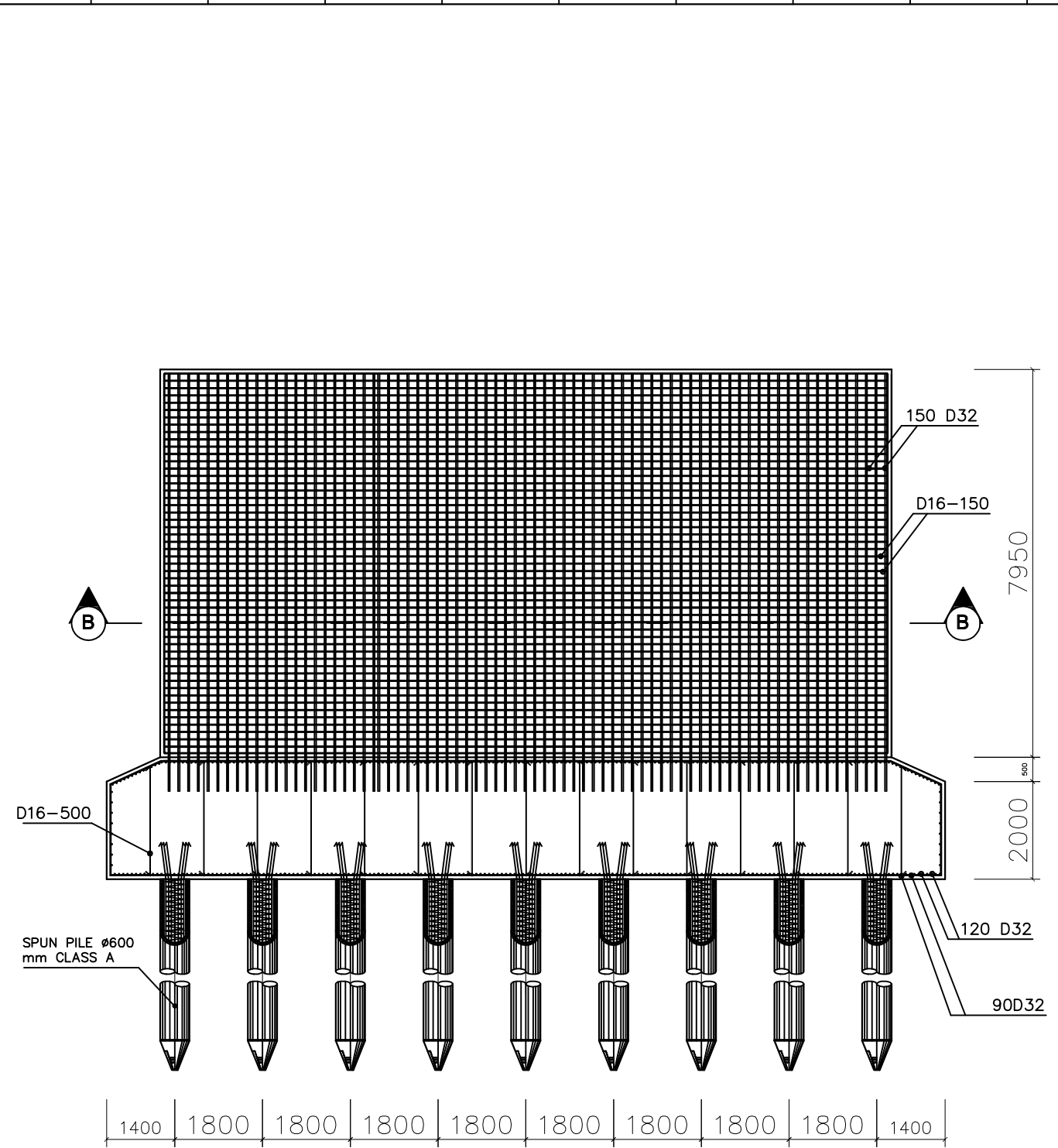
OUTER DIAMETER (mm)	CONCRETE WALL THICKNESS (mm)	CLASS	ALLOWABLE AXIAL LOAD (mm)	BENDING MOMENT	
				CRACKING (t.m)	ULTIMATE (t.m)
600	100	A	223	19,3	22,7



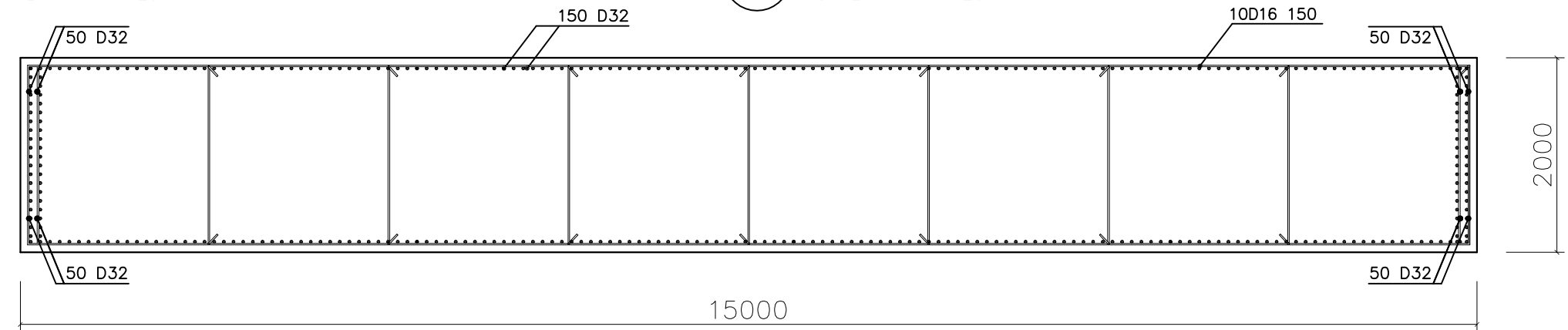
24	SBYT	26
----	------	----



TULANGAN ABUTMENT A-1
SKALA 1 : 120



POTONGAN A-A (PENULANGAN DINDING ABUTMENT)
SKALA 1 : 120



POTONGAN B-B
SKALA 1 : 60

KEY PLAN:

KETERANGAN:

Nama Jembatan = Jembatan Sembayat Lama
Lokasi = Kabupaten Gresik
Bentang utama = Struktur busur rangka baja
Panjang bentang = 180 meter
Lebar jalan = 12 meter (2 jalur)
Lebar trotoar = 1,5 meter
Tinggi Fokus = 35 meter
Zona Gempa = 3

Mutu Baja:
BJ 55
fy = 410 MPa
fu = 550 MPa

Mutu Beton:
fc' = 35 MPa (Struktur Primer)

Mutu Baja Tulangan:
Baja tulangan < D13 mm, fy = 240 MPa
Baja tulangan > D13 mm, fy = 360 MPa

Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain

REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.

NAMA PROYEK:

PROYEK AKHIR
(RC6599)

SHOP DRAWING

JUDUL PROYEK AKHIR:

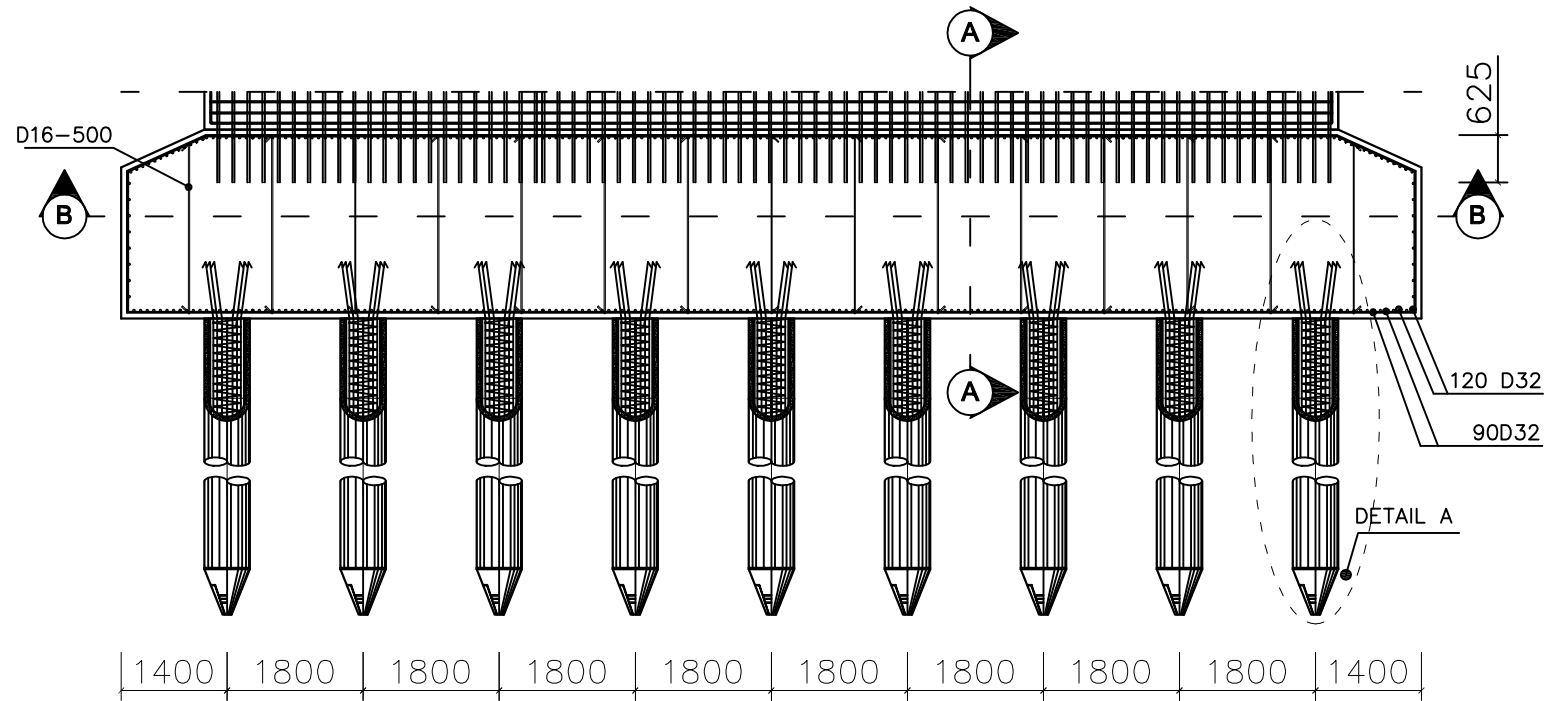
MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN
SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK
PADA STA 0+350 – STA 0+530
DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR
RANGKA BAJA DAN METODE
PELAKSANAANYA

INSTITUSI:

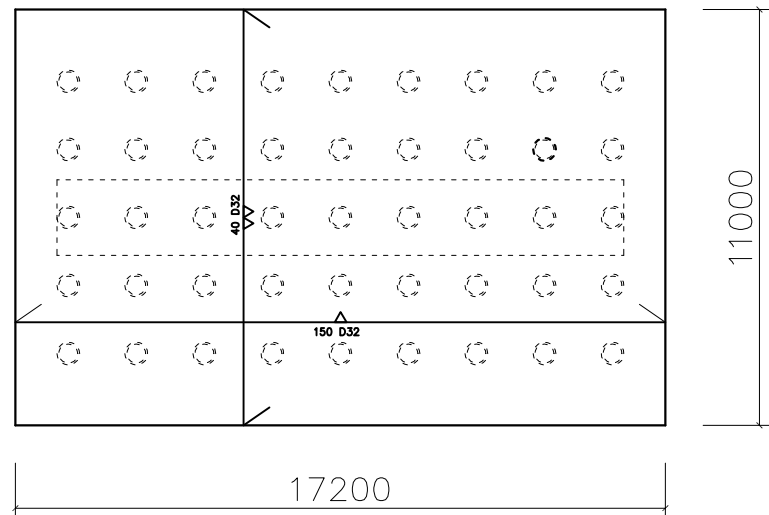
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

	NAMA	PARAF	TGL
DIGAMBAR	Ekky Hardiyanto NRP. 3113 041 071		
DISEN	Ir. Chomaedhi, CES. GEO NIP. 195503191984031001		
PEMBINING	R. Buyung, A.A, ST. MT. NIP. 197402032002121002		

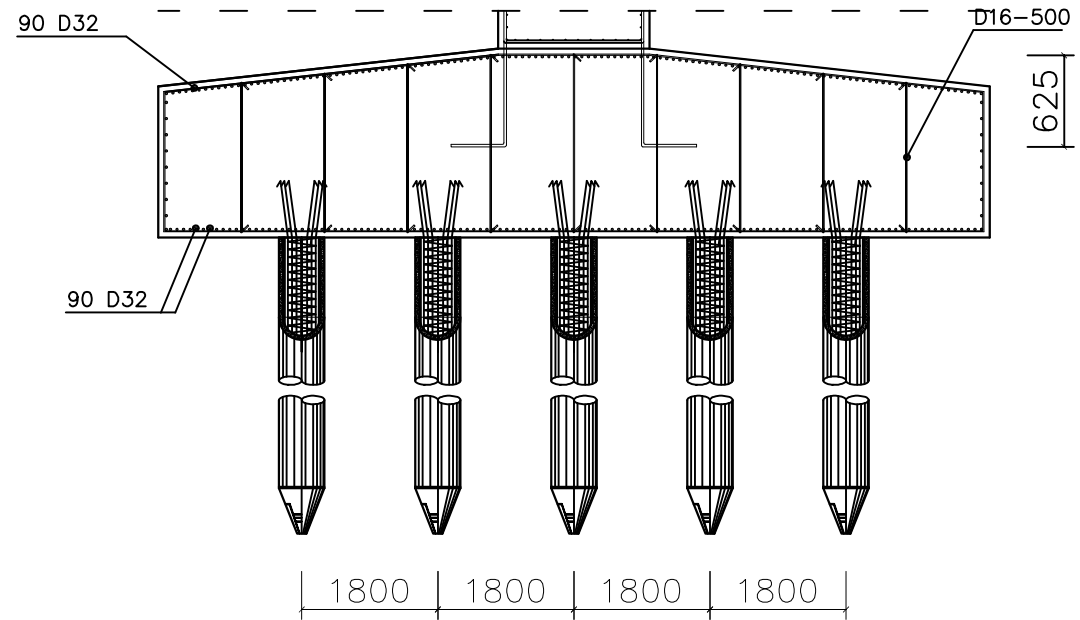
NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.
25	SBYT	26



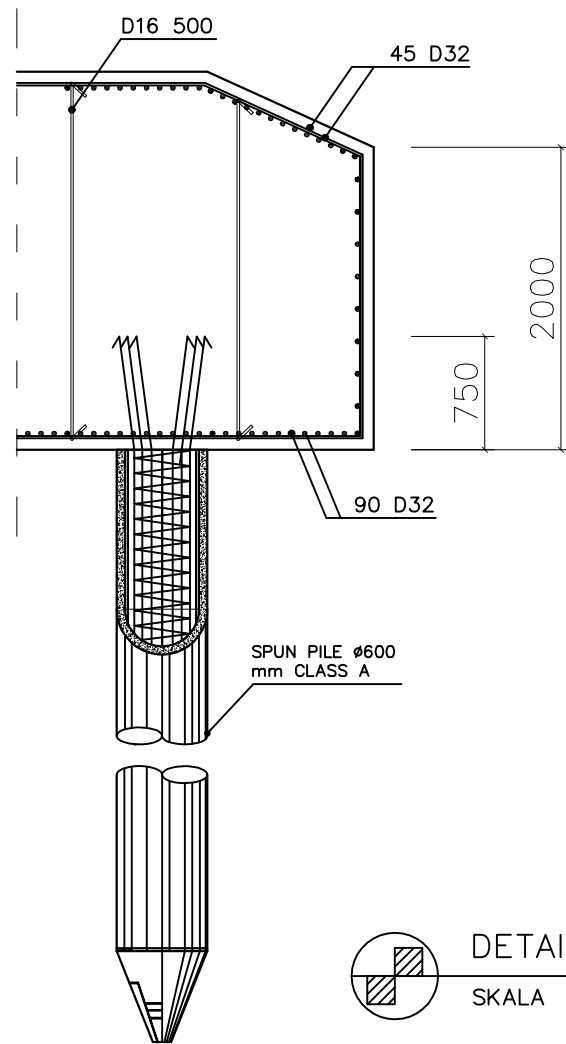
DETAIL PILE CAP A – 1 (ARAH MELINTANG)
SKALA 1 : 100



POTONGAN B–B
SKALA 1 : 200



POTONGAN A–A
SKALA 1 : 100



DETAIL A
SKALA 1 : 50

KEY PLAN:			
KETERANGAN:			
Nama Jembatan = Jembatan Sembayat Lama			
Lokasi = Kabupaten Gresik			
Bentang utama = Stuktur busur rangka baja			
Panjang bentang = 180 meter			
Lebar jalan = 12 meter (2 jalur)			
Lebar trotoar = 1,5 meter			
Tinggi Fokus = 35 meter			
Zona Gempa = 3			
Mutu Baja:			
BJ 55			
fy = 410 MPa			
fu = 550 MPa			
Mutu Beton:			
fc' = 35 MPa (Struktur Primer)			
Mutu Baja Tulangan:			
Baja tulangan < D13 mm, fy = 240 MPa			
Baja tulangan > D13 mm, fy = 360 MPa			
Dimensi dalam satuan mm kecuali disebutkan lain			
REV.	KETERANGAN	TGL	CEK.
NAMA PROYEK:			
PROYEK AKHIR (RC6599)			
SHOP DRAWING			
JUDUL PROYEK AKHIR:			
MODIFIKASI DESAIN JEMBATAN SEMBAYAT LAMA KABUPATEN GRESIK PADA STA 0+350 – STA 0+530 DENGAN SISTEM JEMBATAN BUSUR RANGKA BAJA DAN METODE PELAKSANAANYA			
INSTITUSI:			
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL FAKULTAS VOKASI INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER			
	NAMA	PARAF	TGL
DIGAMBAR	Ekky Hardiyanto NRP. 3113 041 071		
	Ir. Chomaedhi, CES. GEO NIP. 195503191984031001		
DOSEN PEMBIMBING	R. Buyung, A.A, ST. MT. NIP. 197402032002121002		
NO. GBR.	KODE. GBR.	JML. GBR.	
26	SBYT	26	